

Modellerweiterungen des Cell Transmission Model (CTM) für städtische Hauptstraßennetze

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Jannis Rohde
geboren am 23.06.1978
aus Meppen

Eingereicht am: 14. Dezember 2015
Disputation am: 23. Juni 2016

Berichterstatter Prof. Bernhard Friedrich
Prof. Markus Friedrich

(2016)

Das war der Streich.

Für Philipp

*31.08.76 †16.07.16

Dank an

Prof. Bernhard Friedrich und Prof. Markus Friedrich

Qin Wang

Meine Eltern

*Es ist eine lange schwere Reise
und keiner weiß wohin,
doch die Nadel zeigt auf Hoffnung.*
Kleinstadthelden

Bist du Muli oder Mensch?
Fiva

*So understand,
don't waste your time always searching for those wasted years.
Face up, make your stand,
and realize you're living in the golden years.*
Iron Maiden

Kurzfassung

Diese Arbeit möchte den praktischen Einsatz des CTM zur effektiven Simulation des Verkehrsflusses in Hauptstraßennetzen entscheidend erleichtern. Durch die Analyse der theoretischen Grundlagen und ausgewählter wissenschaftlicher Arbeiten werden Stärken und Einschränkungen des CTM identifiziert, sowie fünf offene Forschungsaspekte, zu denen diese Arbeit einen Beitrag leistet: Realistische Modellierung von Warteprozessen an Knotenpunkten, stochastische Verkehrsnachfrage, Modellierung von Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung, praxisrelevante Bewertungsgrößen, Hinweise zur Kalibrierung und Validierung.

Ein deutlicher Fortschritt bei der Modellierung des Verkehrsflusses im CTM wird durch die Entwicklung eines Algorithmus erzielt, der erstmals die Modellierung des Verkehrsflusses in Knotenpunkten mit einer beliebigen Anzahl von Zu- bzw. Ausfahrten und unter Beachtung von Vorfahrtregelungen ermöglicht. Zur Simulation von Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung wird eine allgemeingültige Modellerweiterung vorgestellt, die die Steuerungsparameter in Abhängigkeit von gemessenen verkehrlichen Kenngrößen während der Simulation verändert sowie eine manuelle Versorgung unterschiedlicher Steuerungsstrukturen ermöglicht. Eine Methodik zur Bewegung masseloser Partikel erlaubt die Abbildung der An- und Abmeldung eines Busses an einer Lichtsignalanlage und die Abschätzung seiner Verlustzeit gegenüber seinem Fahrplan. Zur Kalibrierung und Validierung des CTM werden die Kenngrößen Verkehrsstärke, mittlere Reisezeit, Verlustzeit oder Rückstaulänge empfohlen und Berechnungsvorschriften angegeben.

Als praktischer Anwendungsfall zur Evaluierung der Realitätstreue des Verkehrsflusses im erweiterten CTM dient der Linksabbiegerstrom vom nördlichen Altwiekring in die östliche Kastanienallee in Braunschweig. Die Kalibrierung des Modells erfolgt manuell und durch visuellen Vergleich der Summenlinien der simulierten und realen Flüsse. Zur Validierung werden die Ausprägungen der simulierten Reisezeit, mittleren Verlustzeit, mittleren Anzahl von Halten pro Fahrzeug und Rückstaulänge mit realen Werten aus Videoanalysen und Reisezeitmessungen verglichen. Die Ausprägungen liegen bemerkenswert dicht beieinander. Der Verkehrsfluss im erweiterten CTM wird daher als realistisch bewertet, jedoch unter der Einschränkung, dass nur Datensätze aus einem Erhebungszeitraum vorlagen und die guten Übereinstimmungen zwangsläufig aus der erfolgreichen Kalibrierung resultieren.

Eine Kurzanleitung fasst die wichtigsten Arbeitsschritte für eine effektive Simulation mit dem erweiterten CTM zusammen.

Inhaltsverzeichnis

1	Ziele und Aufbau der Arbeit	15
1.1	Ziele	15
1.2	Aufbau	16
2	Stand der Forschung	17
2.1	Verkehrsflussmodellierung mit dem CTM	17
2.1.1	Grundlagen der Verkehrsflussmodellierung	17
2.1.2	Das CTM nach Daganzo	21
2.2	Ausgewählte wissenschaftliche Arbeiten	25
2.2.1	Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnabschnitten	26
2.2.2	Verkehrsflussmodellierung in Hauptstraßennetzen	30
2.2.3	Optimierung der Lichtsignalanlagen in Hauptstraßennetzen	36
2.3	Synthese	41
2.3.1	Stärken des CTM	41
2.3.2	Einschränkungen des CTM	43
2.3.3	Identifizierter Forschungsbedarf und Beitrag dieser Arbeit zum Fortschritt von Forschung und Entwicklung	45
3	Modellbeschreibung und -erweiterungen	51
3.1	Netzmodell	51
3.2	Modellierung des Verkehrsflusses auf den Kanten	52
3.3	Modellierung des Verkehrsflusses in den Quellknoten	53
3.4	Modellierung des Verkehrsflusses in den Knotenpunkten	59
3.4.1	Generischer Algorithmus	59
3.4.2	Anwendung des INMC im Kontext dieser Arbeit	70
3.5	Modellierung der Lichtsignalanlagen	71
3.5.1	Allgemeines	71
3.5.2	Lichtsignalanlagen mit Festzeitsteuerung	72
3.5.3	Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung/ÖPNV- Priorisierung	74
3.6	Modellierung der Bewegung masseloser Partikel	88
3.6.1	Allgemeines	88
3.6.2	Partikel	89
3.6.3	Buspartikel	90
3.7	Eingangsdaten	97

3.8	Verkehrliche Kenngrößen	101
3.8.1	Definition	101
3.8.2	Direkte verkehrliche Kenngrößen	101
3.8.3	Indirekte verkehrliche Kenngrößen	102
3.9	Praxisrelevante Bewertungsgrößen	103
4	Modellanwendung	109
4.1	Hinweise zur Kalibrierung und Validierung	109
4.2	Praktischer Anwendungsfall	111
4.2.1	Modellaufbau	111
4.2.2	Kalibrierung	113
4.2.3	Validierung	121
4.2.4	Fazit	125
5	Zusammenfassung und Ausblick	127
A	Ermittlung der mittleren Verlustzeit durch Zählen gestoppter Fahrzeuge	132
A.1	Motivation und Ziel	132
A.2	Methodenablauf	132
B	Bewertung der Ähnlichkeit zweier Verkehrsstärke-Ganglinien	136
B.1	Motivation und Ziel	136
B.2	Methodenablauf	137
B.3	Beispiel	138
	Literaturverzeichnis	143

Algorithmenverzeichnis

3.1	Stochastischer Zufluss in einer Simulation.	55
3.2	Stochastischer Zufluss im CTM.	58
3.3	Lösungsschema für das einfache INM.	66
3.4	Lösungsschema für das INMC	70
3.5	Mittlere Reisezeit aus Summenlinien der Zu- und Abflüsse.	105

Abbildungsverzeichnis

2.1	Fundamentaldiagramm des Verkehrsflusses.	19
2.2	Nachfrage und Angebot eines Verkehrsflusses.	22
2.3	Fundamentaldiagramm des Verkehrsflusses im CTM.	22
2.4	Verbindungstypen von Zellen im CTM.	22
2.5	Fundamentaldiagramm mit Capacity drop.	44
3.1	Abbildung eines realen Knotenpunkts mit dem Netzmodell des CTM. . .	52
3.2	Verteilungsfunktion der Zeitlücken bei $q = 1800 \text{ Fz/h}$	56
3.3	Verteilungsfunktion der Zeitlücken bei $q = 1800 \text{ Fz/h}$ und $z_{\min} = 1 \text{ s}$. . .	56
3.4	Methodik zur Erzeugung eines stochastischen Zuflusses im CTM. . . .	57
3.5	Rückstaulänge bei $q = 1333,3 \text{ Kfz/h}$: $D/D/1$ - und $M/D/1$ -Wartemodell. .	60
3.6	Rückstaulänge bei $q = 1350 \text{ Kfz/h}$: $D/D/1$ - und $M/D/1$ -Wartemodell. .	61
3.7	Definition der Parameter am Beispiel eines einfachen Knotenpunkts. . .	62
3.8	Knotenpunkt: Fahrtbeziehungen und Vorfahrtregelung.	65
3.9	Nachfragen, Aufteilungsparameter, Angebote, Prioritätsparameter. . . .	65
3.10	Knotenpunkt mit Signalgebern, Detektoren und den Zellen im CTM. . . .	72
3.11	Fiktiver Signalzeitenplan.	73
3.12	Effektive Freigabezeit.	74
3.13	1. Beispiel einer realen Steuerungsstruktur.	75
3.14	2. Beispiel einer realen Steuerungsstruktur.	76
3.15	Klassendiagramm: Lichtsignalanlage mit verkehrsabhängiger Steuerung. .	79
3.16	Phasenübergang als Signalzeitenplan oder Ablaufdiagramm.	85
3.17	Dichteverteilung von Abfahrtszeiten und Buspartikelgruppe.	95
3.18	Zeit-Weg-Diagramm der Buspartikelgruppe aus Abbildung 3.17.	96
3.19	Klassendiagramm zur Modellierung der Bewegung masseloser Partikel. .	98
3.20	Beispiel Berechnung mittlere Reisezeit: Summe der Zu- und Abflüsse. . .	104
4.1	Knotenpunkt Altewiekring/Kastanienallee in Braunschweig.	112
4.2	Fundamentaldiagramme der Kanten im CTM.	114
4.3	Abflusssummenlinie N_i , gemittelt über 5 s: Realität und CTM.	116
4.4	Abflusssummenlinien $S1_i$ und $S2_i$, gemittelt über 5 s: Realität und CTM. .	117
4.5	Abflüsse aus $S1_i$, $S2_i$ und N_i , gemittelt über 5 s: Realität und CTM. . . .	119
4.6	Mittlere Flüsse aus $S1_i$, $S2_i$ und N_i je 5 Umlaufsekunden: Realität und CTM.	120
4.7	Mittlere Reisezeit von $N_i \rightarrow O_j$: Realität und CTM.	122
4.8	Rückstaulänge auf der Linksabbiegespur: Realität und CTM.	124

B.1	Referenz- und Vergleichsganglinie, $p = 17\%$, $AR_{rel} = 0,37$	140
B.2	Referenz- und Vergleichsganglinie, $p = 11\%$, $AR_{rel} = 0,03$	140
B.3	Referenz- und Vergleichsganglinie, $p = 22\%$, $AR_{rel} = 0,52$	141
B.4	Referenz- und Vergleichsganglinie, identische Fehlermaße nach FGSV388.	142

Tabellenverzeichnis

2.1	Ausgewählte Wahrscheinlichkeiten P_m .	32
3.2	INM im ersten Beispiel.	67
3.3	INM im zweiten Beispiel.	68
3.4	Klasse Lichtsignalanlage.	78
3.5	Klasse Signalgruppe.	80
3.6	Abstrakte Klasse Logikelement.	81
3.7	Klasse Entscheidung.	81
3.8	Klasse Operation.	81
3.9	Klasse Entscheidungselement.	83
3.10	Beispiele für Verknüpfungen mehrerer Entscheidungselemente.	84
3.11	Klasse Operationselement.	84
3.12	Klasse Phase.	86
3.13	Klasse Detektor.	87
3.14	Klasse ÖPNV-Detektor.	88
3.15	Klasse Partikel.	91
3.16	Klasse Route.	92
3.17	Klasse Buslinie.	94
3.18	Klasse Buspartikel.	97
3.19	Klasse Buspartikelgruppe.	99
3.20	Eingangsdaten.	100
A.1	Zusätzlicher Zeitverlust t_{vb} durch Verzögerung und Beschleunigung.	133
B.1	Ähnlichkeit Referenz- und Vergleichsganglinie; $p = 17\%$, $\Delta q_{i,max} = 16\%$.	139
B.2	Ähnlichkeit Referenz- und Vergleichsganglinie; $p = 11$ bzw. 22% .	139

Kapitel 1

Ziele und Aufbau der Arbeit

1.1 Ziele

Verkehrsflussmodelle dienen im Allgemeinen der möglichst präzisen rechnergestützten Berechnung der räumlichen und zeitlichen Veränderung des Verkehrsflusses in Abhängigkeit der Verkehrsnachfrage und der beeinflussenden Randbedingungen. Diese Berechnung ist bei vielen Aufgaben des Verkehrswesens unverzichtbar, z. B. bei der Verkehrs- und Infrastrukturplanung, der Bewertung und Steuerung des Verkehrsablaufs, der Kurzfristprognose von Verkehrszuständen und -größen sowie der Entwicklung von Fahrerassistenz- und Navigationssystemen. Differenziert werden Verkehrsflussmodelle nach dem Grad der Abstraktion, mit der die Strukturen und Verhaltensweisen des realen Systems abgebildet werden. Makroskopische Verkehrsflussmodelle haben den größten Abstraktionsgrad, sie nehmen an, dass der Verkehrsfluss sich wie strömende Flüssigkeit oder Gas verhält und können somit Gesetzmäßigkeiten der Hydrodynamik anwenden. Mikroskopische Verkehrsflussmodelle haben die geringsten Abstraktionsgrade, bei ihnen setzt sich der Verkehrsfluss aus einzelnen Fahrer-Fahrzeug-Einheiten mit individuellen Eigenschaften zusammen. Mesoskopische Verkehrsflussmodelle letztlich vereinen symbiotisch die unterschiedlichen Abstraktionsgrade mikro- und makroskopischer Verkehrsflussmodellierung. Von den makroskopischen Verkehrsflussmodellen hat bei Forschern weltweit insbesondere das Cell Transmission Model (CTM) eine enorme Verbreitung erfahren. Es wurde von Daganzo (1994) in der Mitte der 1990er Jahre für die Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnen entwickelt und profitiert heute von seiner fundierten wissenschaftlichen Historie, dem rasanten Fortschritt in der elektronischen Datenverarbeitung sowie insbesondere von seinen einfach anzuwendenden Modellgleichungen. So wird das CTM inzwischen nicht nur zur Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnen benutzt, sondern auch in Hauptstraßennetzen als Wirkungsmodell zur Lösung für Problemstellungen der Verkehrsumlegung (Lo und Szeto, 2002; Ziliaskopoulos, 2000), Verkehrszustandsanalyse (Chow u. a., 2010; Muñoz u. a., 2006) oder der optimalen Steuerung von Lichtsignalanlagen (Lo u. a., 2001; Pohlmann, 2010).

Gemessen an seinem großen Erfolg in der Forschung fristet das CTM in der Praxis jedoch ein Schattendasein. Die vorliegende Arbeit möchte den praktischen Einsatz des

CTM zur effektiven Simulation des Verkehrsflusses in Hauptstraßennetzen entscheidend erleichtern. Hierfür sollen vier Ziele erreicht werden:

1. Der aktuelle Forschungsstand zum CTM ist analysiert, den Stärken des CTM sind seine Einschränkungen gegenübergestellt und der Forschungsbedarf ist identifiziert;
2. Modellerweiterungen sind entwickelt, die das CTM für eine effektive Simulation des Verkehrsflusses in deutschen Hauptstraßennetzen ertüchtigen;
3. die Evaluation des erweiterten CTM anhand eines praktischen Anwendungsfalls beweist, dass der Verkehrsfluss realistisch abbildet wird;
4. die wichtigsten Arbeitsschritte bei der praktischen Anwendung des erweiterten CTM sind in Form einer Kurzanleitung zusammengefasst.

1.2 Aufbau

Der Aufbau der Arbeit zur Erreichung der definierten Ziele ist wie folgt.

Kapitel 2 ist eine Abhandlung über den aktuellen Stand der Forschung. Es beschreibt zuerst Grundlagen der Verkehrsflussmodellierung und des Cell Transmission Model. Dann folgt eine Analyse ausgewählter wissenschaftlicher Arbeiten bei denen das CTM zur Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnabschnitten oder in Hauptstraßennetzen sowie zur Optimierung der Lichtsignalanlagen in Hauptstraßennetzen eingesetzt wird. Das Kapitel endet mit einer Synthese in der die Stärken und Einschränkungen des CTM, der identifizierte Forschungsbedarf und der Beitrag dieser Arbeit zum Fortschritt von Forschung und Entwicklung aufgezeigt werden.

Kapitel 3 beschreibt zunächst das allgemeine CTM, das als Verkehrsflussmodell in dieser Arbeit verwendet wird, und präsentiert anschließend die Modellerweiterungen, die das allgemeine CTM für eine effektive Simulation des Verkehrsflusses in deutschen Hauptstraßennetzen ertüchtigen.

Kapitel 4 widmet sich der Modellanwendung und -evaluation. Zuerst werden Hinweise zur Kalibrierung und Validierung des erweiterten CTM bei dessen Anwendung in Hauptstraßennetzen gegeben. Als praktischer Anwendungsfall dient der Knotenpunkt Altwiekring/Kastanienallee in Braunschweig. Der Verkehrsfluss eines Linksabbiegerstroms wird mit dem erweiterten CTM simuliert und anhand realer verkehrlicher Kenngrößen kalibriert und validiert.

Kapitel 5 fasst die Arbeit zusammen, präsentiert die Kurzanleitung zur effektiven Simulation des Verkehrsflusses in deutschen Hauptstraßennetzen mit dem erweiterten CTM und gibt einen Ausblick auf weiterführende Forschungsfragen.

Kapitel 2

Stand der Forschung

2.1 Verkehrsflussmodellierung mit dem CTM

2.1.1 Grundlagen der Verkehrsflussmodellierung

Die Verkehrsflussmodellierung blickt seit der Veröffentlichung ihres ersten Modells (Lighthill und Whitham, 1955a,b) auf eine lange Forschungsgeschichte zurück. Wie jede andere Forschungsdisziplin ist sie geprägt durch das Erscheinen neuer Modelle, deren Diskussion, Anwendung und Evaluation durch die Forschungsgemeinschaft und der anschließenden Phase der Modellevolution, die über Leben (intensive Weiterentwicklung und Verbreitung in Forschung und Praxis) oder Sterben (Hinabgleiten in die Vergessenheit) der Modelle entscheidet. Einen vollständigen Überblick dieser Geschichte mit allen Modellen und deren Weiterentwicklungen zu geben, würde Rahmen und Anspruch dieser Arbeit sprengen; dem interessierten Leser wird hierfür die Lektüre des umfassenden Übersichtsartikels von Hoogendoorn und Bovy (2001) empfohlen.

Verkehrsflussmodelle unterteilen sich grundsätzlich nach ihrem Auflösungsvermögen in makro- und mikroskopische Modelle sowie in die deutlich kleinere Gruppe der mesoskopischen Modelle. Im Folgenden werden die wesentlichen Modellansätze dieser drei Gruppen zusammenfassend beschrieben und damit ein allgemeiner Überblick der Verkehrsflussmodellierung gegeben.

Makroskopische Verkehrsflussmodelle

Bei den makroskopischen Modellen wird der Verkehrsfluss in Analogie zur Hydrodynamik als strömende Flüssigkeit oder Gas betrachtet. Die Veränderungen des Flusses, der Dichte und der Geschwindigkeit über Raum und Zeit werden mit partiellen Differentialgleichungen¹ beschreiben. Bei der Verkehrsflussmodellierung gibt es drei flussbestimmende Größen eines Verkehrsflusses: Verkehrsstärke q [Kfz/Zeiteinheit], Verkehrsdichte k [Kfz/Längeneinheit] und mittlere räumliche Geschwindigkeit v [Längenein-

¹Partielle Differentialgleichungen (engl. partial differential equation, PDE) sind von mind. zwei Variablen abhängig und enthalten partielle Ableitungen nach mind. zwei der Variablen. Die Ableitungen beziehen sich alle auf denselben Punkt. Der Grad der höchsten Ableitung bestimmt die Ordnung der PDE.

heit/Zeiteinheit]. Sie stehen über die fundamentale Gleichung

$$q(x, t) = k(x, t) \cdot v(x, t) \quad (2.1)$$

miteinander in Beziehung (Wardrop, 1952). $v(x, t)$ ist die mittlere räumliche Geschwindigkeit, auch „momentane Geschwindigkeit“ v_{mom} genannt, d. h. das Mittel aller individuellen Geschwindigkeiten v_i im Verkehrsfluss zum Zeitpunkt t :

$$v(x, t) = v_{mom}(t) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n v_i(t). \quad (2.2)$$

Bildlich gesprochen ist sie das Mittel der individuellen Geschwindigkeiten der Autos in einer Luftbildaufnahme, welche zum Zeitpunkt t von dem Verkehrsfluss aufgenommen wurde; sie ist nicht zu verwechseln mit der mittleren *lokalen* Geschwindigkeit, d. h. dem Mittel der am Ort x gemessenen individuellen Geschwindigkeiten über ein Zeitintervall. Ferner ist zu beachten, dass Gleichung (2.1) nur unter zwei Bedingungen gültig ist: (1.) Der Verkehrsfluss ist homogen, d. h. er besteht nur aus gleichartigen Fahrzeugen; (2.) der Verkehrsfluss ist stationär², d. h. es gilt $q(x, t) = q(x)$.

Das älteste und bekannteste makroskopische Verkehrsflussmodell ist das LWR-Modell, benannt nach seinen Erfindern Lighthill und Whitham (1955b) und Richards (1956)³. Das Modell überträgt die in der Hydrodynamik entwickelte Theorie der Bewegung von kinematischen Stoßwellen in einer Flüssigkeit auf den Verkehrsfluss auf einem Autobahnabschnitt, der zwischen zwei Anschlussstellen liegt, und bei dessen Verlauf sich folglich die Fahrzeugzahl nicht durch zu- oder abfahrende Fahrzeuge verändert. Häufig wird das LWR-Modell daher, besonders im angelsächsischen Sprachraum, auch als Modell der kinematischen Wellen (engl. kinematic wave model) bezeichnet.

Das wichtigste Axiom des LWR-Modells ist der funktionale Zusammenhang, dass die Verkehrsstärke q eines Verkehrsflusses zu einem Zeitpunkt t und an einem Ort x nur abhängig ist von der aktuell an diesem Ort herrschenden Verkehrsdichte k (und umgekehrt):

$$q(x, t) = f(k(x, t), x), \quad (2.3)$$

$$k(x, t) = f(q(x, t), x). \quad (2.4)$$

Die grafische Darstellung von Gleichung (2.3) wird allgemein als Fundamentaldiagramm des Verkehrsflusses bezeichnet (Abbildung 2.1).

Betrachtet wird im Folgenden ein Autobahnabschnitt zwischen den stromabwärts aufeinanderfolgenden Orten x und $x + \Delta x$ sowie über die Zeitspanne t bis $t + \Delta t$. Durch die Abwesenheit von Ein- und Ausfahrten bleibt die Fahrzeuganzahl im Verkehrsfluss stets erhalten. Auf dem Straßenabschnitt muss die Differenz zwischen der Änderung der Verkehrsstärke über den Weg und der Änderung der Dichte über der Zeit demzufolge gleich

²Ein Verkehrsfluss ist stationär, wenn seine Ausprägung zeitlich unabhängig ist und zu jedem Zeitpunkt t und an jedem Ort x derselbe Verkehrsfluss herrscht (Daganzo, 1997).

³Richards entwickelte unabhängig das gleiche Modell; veröffentlichte es aber kurze Zeit später.

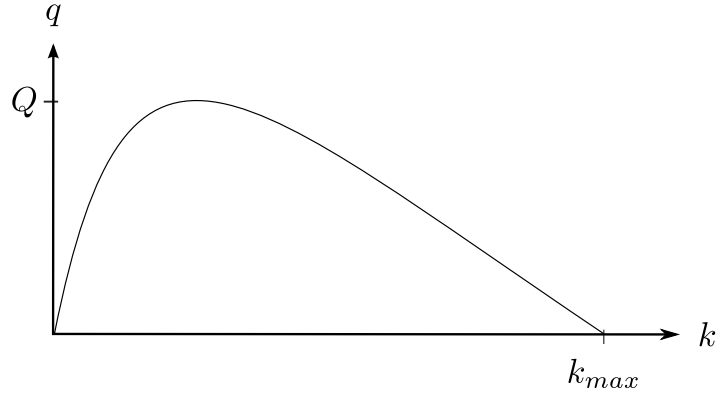


Abbildung 2.1: Fundamentaldiagramm des Verkehrsflusses.

Die Verkehrsstärke q ist allein abhängig von der Verkehrsdichte k . Q kennzeichnet die maximale Verkehrsstärke (Kapazität), k_{max} die maximale Verkehrsdichte bei Stau.

Null sein (Kontinuitätsforderung):

$$[q(x + \Delta x, t) \cdot \Delta t - q(x, t) \cdot \Delta t] + [k(x, t + \Delta t) \cdot \Delta x - k(x, t) \cdot \Delta x] = 0 \quad (2.5)$$

Multipliziert mit $\frac{1}{\Delta t \cdot \Delta x}$ und nach dem Grenzübergang $\Delta t, \Delta x \rightarrow 0$ entsteht eine partielle Differenzialgleichung erster Ordnung, die so genannte Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial q(x, t)}{\partial x} + \frac{\partial k(x, t)}{\partial t} = 0, \quad (2.6)$$

weshalb das LWR-Modell auch als Modell erster Ordnung (engl. first-order-model) bezeichnet wird. Durch Einsetzen von Gleichung (2.3) in (2.6) und nach Anwendung der Kettenregel ergibt sich eine nichtlineare Wellengleichung

$$\frac{dq}{dk} \cdot \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial t} = c \cdot \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial t} = 0, \quad (2.7)$$

wobei der Term $\frac{dq}{dk} = c$ die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der kinematischen Wellen von Verkehrszuständen mit konstanter Verkehrsdichte beschreibt.

Das LWR-Modell erfuhr, beginnend mit Payne (1971), etliche Weiterentwicklungen, die meist auf die Beseitigung seiner gravierendsten Defizite abzielten: (1.) Instabilitäten durch häufiges „stop-and-go“ im gebundenen Verkehr sind nicht abbildbar; (2.) der capacity drop⁴ wird nicht berücksichtigt; (3.) die mittlere Geschwindigkeit des Verkehrsflusses

⁴Der capacity drop (dt. Kapazitätsrückgang) bezeichnet eine empirische Besonderheit. In zwei Verkehrsflüssen identischer Verkehrsdichte können unterschiedliche Zeitlückenverteilungen – und somit unterschiedliche maximale Verkehrsstärken – beobachtet werden: Kleinere in dem Fluss, der unmittelbar vor einem Verkehrszusammenbruch herrschte, größere in dem Fluss, wenn die Fahrzeuge aus dem Stillstand in den freien Streckenabschnitt vor ihnen hinein beschleunigen. Beobachtet wird diese Besonderheit z. B. auf Autobahnen bei der Stauauflösung nach einem Verkehrszusammenbruch oder an Lichtsignalanlagen bei Freigabezeitbeginn. Mögliche Ursachen sind die Bereitschaft der Kraftfahrer beim Folgen eines vorausfahrenden Fahrzeugs im dichten Verkehr sehr kleine Zeitlücken zu akzeptieren und unterschiedliche Beschleunigungsbereitschaften bzw. -vermögen der Kraftfahrer bzw. ihrer Fahrzeuge (Brilon u. a., 2005; Treiber und Kesting, 2010).

bestimmt sich ausschließlich aus der Verkehrsstärke und der Verkehrsdichte und ist nicht als Verteilung zu behandeln, was wegen der unterschiedlichen Wunschgeschwindigkeiten der einzelnen Fahrzeugführer sehr viel realistischer wäre (Cassidy, 2003; Daganzo, 1997). Ein umfassender Überblick über diese Modelle mit partiellen Differenzialgleichungen zweiter Ordnung (engl. second-order-models) ist hier nicht zweckmäßig, da diese Modelle außerhalb des Kontextes dieser Arbeit liegen und sie teilweise heftiger Diskussion hinsichtlich ihrer Validität unterliegen. Dem interessierten Leser werden daher die Dissertation von Maerivoet (2006), sowie das „Requiem für Modelle zweiter Ordnung“ von Daganzo (1995b) und die Gegenargumentation von Papageorgiou (1998) empfohlen.

Mikroskopische Verkehrsflussmodelle

Mit makroskopischen Verkehrsflussmodellen lassen sich nur Aussagen über den Verkehrsfluss eines einheitlichen Fahrzeugkollektivs treffen. Eine Auflösung des Kollektivs bis hin zu den einzelnen Teilchen des Verkehrsflusses, den Fahrer-Fahrzeug-Einheiten, gelingt nur mit mikroskopischen Verkehrsflussmodellen. Wie in der Realität auch, besitzt in ihnen jede Fahrer-Fahrzeug-Einheit individuelle Eigenschaften, z. B. hinsichtlich des Reaktionsvermögens des Fahrers und des Brems- und Beschleunigungsvermögens seines Fahrzeugs. Der grundsätzliche Modellansatz ist die Abbildung der drei wesentlichen Verhaltensmuster einer Fahrer-Fahrzeug-Einheit in Abhängigkeit ihrer individuellen Eigenschaften beim Folgen eines voraus fahrenden Fahrzeugs: überholen oder beschleunigen, wenn möglich; bremsen, wenn nötig. Deshalb werden mikroskopische Verkehrsflussmodelle häufig auch als Fahrzeugfolgemodelle bezeichnet. Bekannte Fahrzeugfolgemodelle sind jene nach Gazis u. a. (1959), Wiedemann (1974), Gipps (1981) und Fritzsche (1994), auf denen die mikroskopischen Verkehrsflusssimulatoren MITSIMLab (MIT, MIT), VISSIM (PTV, PTV), AIMSUN (TSS, TSS) bzw. PARAMICS (SIAS, SIAS) basieren.

Als erklärendes Beispiel zur Veranschaulichung wird an dieser Stelle die Gleichung gezeigt, die im Gipps'schen Fahrzeugfolgmodell (TSS, 2006) die maximale Geschwindigkeit, V_b , im nächsten Zeitintervall, $t + T$, für eine Fahrer-Fahrzeug-Einheit, i , beim Folgen einer vorausfahrenden Fahrer-Fahrzeug-Einheit, $i - 1$, berechnet:

$$V_b(i, t + T) = d_i T + \sqrt{(d_i T)^2 - d_i \left[2x(i - 1, t) - s_{i-1} - x(i, t) - V(i, t) T - \frac{V(i, t)^2}{d_{i-1}'} \right]}, \quad (2.8)$$

wobei d die gewünschte maximale Verzögerung, x die Position, s die Länge und d' der Modellparameter „vermutete Verzögerung der Fahrer-Fahrzeug-Einheit“ sind.

Einen Spezialfall bei den mikroskopischen Verkehrsflussmodellen bilden die Zellulären oder Zellularen Automaten (engl. Cellular Automata, CA), bei denen alle Raum-, Zeit- und Zustandsvariablen in diskreter Form vorliegen. Beim Zellularen Automaten von Nagel und Schreckenberg (1992) werden das Straßennetz in Zellen der konstanten Länge $\Delta x = 7,5 \text{ m}$ und die Zeit in Intervalle der konstanten Länge $\Delta t = 1 \text{ s}$ unterteilt. Eine Zelle ist entweder durch ein Fahrzeug besetzt oder nicht, sodass die zugehörige binäre Variable den Wert 1 oder 0 hat. Die Geschwindigkeit wird als Vielfache von $\frac{\Delta x}{\Delta t}$ diskretisiert, d. h. $v = \hat{v} \cdot \frac{\Delta x}{\Delta t}$ mit $\hat{v} \in \{0, 1, 2, 3, 4, 5\}$. Obwohl sich durch die Diskretisierungen sehr star-

ke Vergrößerungen und z. T. unrealistische Parameter ergeben (z. B. Beschleunigungs- bzw. Verzögerungswerte von $7,5 \frac{m}{s^2}$), lässt sich mit dem Zellularen Automaten von Nagel und Schreckenberg (1992) die Verkehrsdynamik eines Verkehrsflusses erstaunlich gut beschreiben (Helbing, 1997) und ein empirisch gemessener Verkehrszustand auf einer Autobahn wiedergeben (Schadschneider, 1998). Ein verfeinerter Zellularer Automat wird zur online Bewertung und Kurzfristprognose des Verkehrsablaufs auf Autobahnen im Verkehrsinformationssystem autobahn.NRW⁵ eingesetzt (Mazur u. a., 2004).

Mesoskopische Verkehrsflussmodelle

Mesoskopische Verkehrsflussmodelle können als Symbiose mikro- und makroskopischer Verkehrsflussmodellierung bezeichnet werden. Auf der mikroskopischen Ebene bilden sie Fahrer-Fahrzeug-Einheiten ab, deren Bewegungen jedoch nicht durch ein Fahrzeug-folgemodell beeinflusst werden, sondern durch eine makroskopische Kenngröße des Verkehrsflusses, z. B. die Verkehrsdichte, die ein übergeordnetes makroskopisches Verkehrsflussmodell liefert. Implementierungen von mesoskopischen Verkehrsflussmodellen sind z. B. ANIMAL (Kates u. a., 1998) und DYNEMO (Schwerdtfeger, 1987). Rose (2003) präsentiert einen vollständigen Übergang einer mikroskopischen in eine makroskopische Modellierung, bei dem einfache, regelbasierte Bestimmungsgleichungen für die Bewegung jeder Fahrer-Fahrzeug-Einheit in die makroskopischen Bestimmungsgleichungen des Verkehrsablaufs integriert sind.

2.1.2 Das CTM nach Daganzo

Grundlagen des LWR-Modells sind das Axiom, dass die Verkehrsstärke eines Verkehrsflusses nur von seiner Verkehrsdichte abhängig ist (Gleichung (2.3) auf Seite 18), und die Kontinuitätsgleichung 2.6 auf Seite 19. Für seine partielle Differenzialgleichung (2.7) garantiert das aus der Wirtschaftswissenschaft entnommene Prinzip zwischen Nachfrage und Angebot (demand and supply) die Eindeutigkeit einer gefundenen Lösung. Übertragen auf einen Verkehrsfluss besagt es, dass die nachgefragte Verkehrsstärke $D(k)$ mit zunehmender Verkehrsdichte steigt, aber einen bestimmten Maximalwert nicht überschreiten kann. Gleichzeitig steht dem stromabwärtigen Verkehrsfluss, bedingt durch die Infrastruktur oder den dortigen Verkehrszustand, nur ein begrenztes Angebot $S(k)$ zur Verfügung, welches ausgehend von einem Maximalwert mit steigender Verkehrsdichte sinkt. Die Verkehrsstärke eines Verkehrsflusses ist folglich das Minimum der beiden Funktionswerte $D(k)$ und $S(k)$ in Abhängigkeit der aktuellen Verkehrsdichte k :

$$q = \min \{D(k), S(k)\}, \quad (2.9)$$

mit $0 \leq k \leq k_{max}$. Die einzige Anforderung an die Nachfrage- bzw. Angebotsfunktion ist, dass sie konkav und monoton steigend bzw. fallend sein muss. Abbildung 2.2 zeigt ein Beispiel mit stückweise linearer Nachfrage- und Angebotsfunktion.

⁵<http://www.verkehr.nrw.de> (18.10.2016).

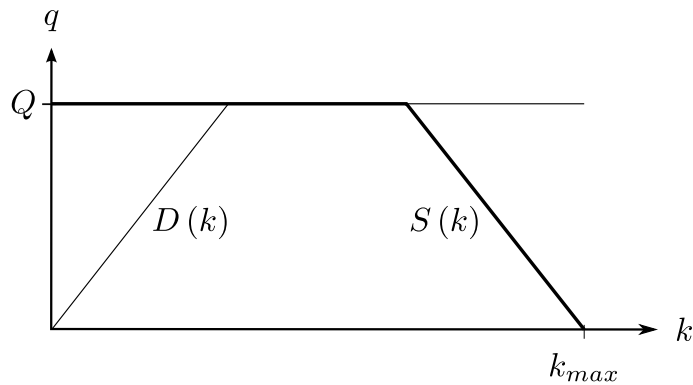


Abbildung 2.2: Nachfrage und Angebot eines Verkehrsflusses.

Die Nachfragefunktion $D(k)$ (dünne Linie) und Angebotsfunktion $S(k)$ (dicke Linie) sind stückweise linear und haben die Kapazität Q .

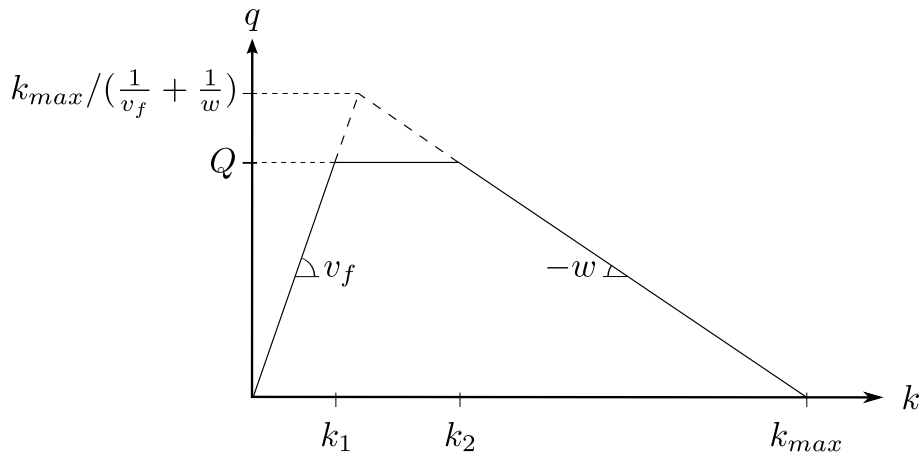


Abbildung 2.3: Fundamentaldiagramm des Verkehrsflusses im CTM.

Der Parameter w repräsentiert die Geschwindigkeit der Stauwelle, welche sich im Unterschied zum stromabwärts wandernden Verkehrsfluss (positive Flussrichtung) stets stromaufwärts, also in negativer Flussrichtung, wandert.

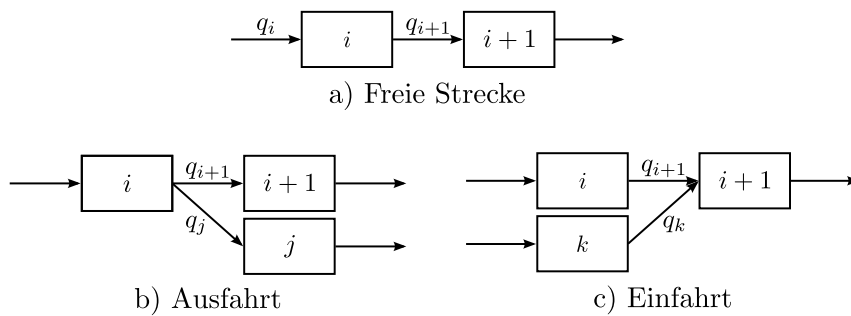


Abbildung 2.4: Verbindungstypen von Zellen im CTM.

Mit diesen Verbindungstypen lässt sich jede Netztopologie eines Autobahnnetzes im CTM abbilden.

Das Cell Transmission Model (CTM) von Daganzo (1994) zur Modellierung des Verkehrsflusses auf einem homogenen Autobahnabschnitt beruht des Weiteren, wie viele makroskopische Verkehrsflussmodelle, auf einer Diskretisierung des Weges x in gleichgroße Zellen der Länge Δx , und der Zeit t in Zeitintervalle der Länge Δt gemäß dem Schema von Godunov (1959) (Lebacque, 1996). Innerhalb eines Zeitintervalls Δt wird der Verkehrsfluss als konstant angenommen, somit ist er nur vom Ort x abhängig. Die flussbestimmende Gleichung des CTM ist dann gemäß Gleichung (2.9):

$$q = \min \{D(k), S(k)\} \quad (2.10)$$

$$\text{u. d. N.} \quad D(k) = \min \{v_f \cdot k, Q\} \quad (2.11)$$

$$S(k) = \min \{Q, w \cdot [k_{max} - k]\} \quad (2.12)$$

$$w \leq v_f \quad (2.13)$$

$$Q \leq \frac{k_{max}}{\frac{1}{v_f} + \frac{1}{w}}, \quad (2.14)$$

wobei v_f die freie Geschwindigkeit, Q die Kapazität, w die Stauwellengeschwindigkeit und k_{max} die maximale Verkehrsdichte bei Stau sind. Dies entspricht grafisch, je nach Wahl der Parameter, einem trapezförmigen oder dreieckigen Fundamentaldiagramm (Abbildung 2.3). Die Länge der Zellen Δx bestimmt sich zu $\Delta x = v_f \cdot \Delta t$, womit garantiert ist, dass sich ein Fahrzeug innerhalb eines Zeitschritts nur in genau einer Zelle befindet. Die Berechnung der Veränderung des Verkehrsflusses über die Zeit und den Weg erfolgt über die beiden rekursiven Gleichungen (2.15) und (2.16), die im Folgenden beschrieben werden.

Der (Ab-)Fluss aus jeder Zelle i entspricht, analog zu Gleichung (2.10), der Anzahl der Fahrzeuge, die innerhalb des aktuellen Zeitschritts t in die stromabwärts liegende Nachfolgerzelle $i + 1$ fließen werden:

$$q_{i+1}(t) = \min \left\{ n_i(t), Q_i(t), \frac{w}{v_f} \cdot [N_{i+1} - n_{i+1}(t)] \right\} \quad [\text{Fz}], \quad (2.15)$$

wobei $n_i(t)$ und $n_{i+1}(t)$ die Anzahl der Fahrzeuge in der Zelle i bzw. $i + 1$, $Q_i(t)$ die Kapazität der Zelle i und $N_{i+1} (= k_{max} \cdot \Delta x)$ die maximal mögliche Anzahl an Fahrzeugen in der Zelle $i + 1$ sind. Bei freiem Verkehr, d. h. $k < k_1$ in Abbildung 2.3, fließen alle Fahrzeuge⁶, die sich in der Zelle i befinden, in die stromabwärts liegende Nachfolgerzelle $i + 1$. Der Fluss darf jedoch nicht größer als die Kapazität des Autobahnabschnitts $Q_i(t)$ sein, vgl. $k_1 \leq k \leq k_2$ in Abbildung 2.3. Im gebundenen Verkehr, d. h. bei $k_2 < k \leq k_{max}$, können nur so viele Fahrzeuge abfließen, wie es der verfügbare Platz⁷ in der Nachfolgerzelle zulässt, der sich mit der Stauwellengeschwindigkeit w stromaufwärts bewegt. Der Wert k_2 wird daher häufig auch als „kritische Verkehrsdichte“ bezeichnet.

⁶ $= v_f \cdot k_i = \frac{\Delta x}{\Delta t} \cdot \frac{n_i}{\Delta x} = n_i \cdot \frac{v_f}{\Delta t}$

⁷ $= w \cdot \left[\frac{k_{max,i+1} - k_{i+1}(t)}{\Delta x} \right] = w \cdot \left[\frac{k_{max,i+1} - k_{i+1}(t)}{v_f \cdot \Delta t} \right] = \frac{w}{v_f} \cdot [N_{i+1} - n_{i+1}(t)]$

Die Propagierung des Verkehrsflusses, d. h. die Anzahl der Fahrzeuge in jeder Zelle i im nächsten Zeitschritt $t + 1$, berechnet sich zu:

$$n_i(t+1) = n_i(t) + q_i(t) - q_{i+1}(t) \quad [\text{Fz}], \quad (2.16)$$

wobei $n_i(t)$ die Anzahl der Fahrzeuge in der Zelle i , $q_i(t)$ der Zufluss in die Zelle i (aus der stromaufwärts liegenden Vorgängerzelle $i - 1$) und $q_{i+1}(t)$ der Abfluss aus der Zelle i (in ihre stromabwärts liegende Nachfolgerzelle $i + 1$) gemäß Gleichung (2.15) im aktuellen Zeitschritt t sind.

Die Netztopologie eines Autobahnnetzes im CTM (Abbildung 2.4) bestimmt sich aus drei Verbindungstypen von Zellen: (1.) Freie Strecke, d. h. eine Vorgänger- und eine Nachfolgerzelle, (2.) Ausfahrt, d. h. eine Vorgänger- und zwei Nachfolgerzellen oder (3.) Einfahrt, d. h. zwei Vorgänger- und eine Nachfolgerzelle. Bei Zellen vom Typ „Freie Strecke“ berechnet sich der Fluss $q_{i+1}(t)$, der innerhalb des aktuellen Zeitschritts in die stromabwärts liegende Nachfolgerzelle fließen wird, nach Gleichung (2.15). Bei Aus- und Einfahrten ist die Berechnung diffiziler, weshalb Daganzo (1995a) die Variablen

$$S_i(t) = \min\{n_i(t), Q_i(t)\} \quad (2.17)$$

$$R_i(t) = \min\left\{Q_i(t), \frac{w}{v_f} \cdot (N_i - n_i(t))\right\} \quad (2.18)$$

definiert. Diese stellen gemäß Gleichung (2.10) die maximalen Flüsse dar, die eine Zelle i senden (S_i , engl. flow send, dt. gesendeter Fluss (Nachfrage)) bzw. empfangen (R_i , engl. flow received, dt. empfangener Fluss (Angebot)) kann. Die Gleichungen von Daganzo (1995a) werden im Folgenden in einer kompakteren Darstellung präsentiert.

Bei einer Ausfahrt (vgl. Abbildung 2.4, b)) berechnen sich die Flüsse aus der Vorgängerzelle i in ihre stromabwärts liegenden Nachfolgerzellen $i + 1$ und j zu:

$$q_{i+1}(t) = \min\left\{\beta_{i+1} \cdot S_i(t), R_{i+1}(t), \frac{\beta_{i+1}}{\beta_j} \cdot R_j(t)\right\} \quad (2.19)$$

$$q_j(t) = \min\left\{\beta_j \cdot S_i(t), R_j(t), \frac{\beta_j}{\beta_{i+1}} \cdot R_{i+1}(t)\right\} \quad (2.20)$$

$$\text{u. d. N.} \quad \beta_{i+1} + \beta_j = 1, \quad (2.21)$$

wobei β_{i+1} und β_j Aufteilungsparameter sind, nach denen sich der Fluss aus der Vorgängerzelle auf die beiden Nachfolgerzellen aufteilt. Die Anzahl der Fahrzeuge in der Zelle i im nächsten Zeitschritt $t + 1$ ergibt sich analog zu Gleichung (2.16) zu:

$$n_i(t+1) = n_i(t) + q_i(t) - q_{i+1}(t) - q_j(t) \quad [\text{Fz}]. \quad (2.22)$$

Bei einer Einfahrt (vgl. Abbildung 2.4, c)) werden zwei Fälle unterschieden. Im Falle freien Verkehrsflusses, d. h. $S_i(t) + S_k(t) \leq R_{i+1}(t)$, können die Flüsse aus den Vorgän-

gerzellen ungehindert in die Nachfolgerzelle einfließen:

$$q_{i+1}(t) = S_i(t) \quad (2.23)$$

$$q_k(t) = S_k(t). \quad (2.24)$$

Im Falle einer Überlastung der Nachfolgerzelle, d. h. $S_i(t) + S_k(t) > R_{i+1}(t)$, berechnen sich die Flüsse aus den Vorgängerzellen in die Nachfolgerzelle zu:

$$q_{i+1}(t) = \text{mid}\{S_i(t), R_{i+1}(t) - S_k(t), p_{i+1} \cdot R_{i+1}(t)\} \quad (2.25)$$

$$q_k(t) = \text{mid}\{S_k(t), R_{i+1}(t) - S_i(t), p_k \cdot R_{i+1}(t)\} \quad (2.26)$$

$$\text{u. d. N.} \quad p_{i+1} + p_k = 1, \quad (2.27)$$

wobei p_{i+1} und p_k Prioritätsparameter sind, nach denen die Flüsse aus den Vorgängerzellen in die Nachfolgerzelle einfließen dürfen; $\text{mid}\{\dots\}$ berechnet den Median⁸.

2.2 Ausgewählte wissenschaftliche Arbeiten

Das CTM hat seit seiner Vorstellung durch Daganzo (1994) bei Forschern aufgrund seiner einfach anzuwendenden Modellgleichungen und des rasanten Fortschritts in der elektronischen Datenverarbeitung eine enorme Verbreitung erfahren. Die vom Elsevier Verlag betreute Internetplattform ScienceDirect⁹ listet 770 Artikel auf, die auf die originäre Veröffentlichung des CTM (Daganzo, 1995a) verweisen. Die von Google betreute Suchmaschine für wissenschaftliche Literatur GoogleScholar¹⁰ findet über 3.500 Quellen, bei denen „Cell Transmission Model“ irgendwo im Artikel steht.

Der Übersichtsartikel von Alecsandru u. a. (2011) fasst insgesamt 132 wissenschaftliche Artikel zusammen und ordnet sie fünf Gruppen zu: Modellentwicklung und Modellkalibrierung; dynamische Umlegung, Netzentwurf und Netzoptimierung; Anwendungen des CTM im Rahmen von Intelligent Transport Systems (ITS) wie z. B. Lichtsignalsteuerung oder Zuflussregelung; Notfalleвакуierung; CTM-basierte Simulatoren. Auch im ersten deutschsprachigen Lehrbuch zur Verkehrsdynamik und -simulation von Treiber und Kesting (2010) findet sich eine umfassende Einführung in die Verkehrsflussmodellierung im Allgemeinen und in das CTM im Speziellen.

Im Folgenden wird eine Auswahl aus der (unbekannten) Grundgesamtheit aller veröffentlichten wissenschaftlichen Arbeiten zum CTM präsentiert. Sie beschränkt sich auf die im Kontext dieser Dissertation relevanten Arbeiten und gliedert sich in drei Anwendungsbereiche:

1. Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnabschnitten (Kapitel 2.2.1),
2. Verkehrsflussmodellierung in Hauptstraßennetzen (Kapitel 2.2.2) und
3. Optimierung der Lichtsignalanlagen in Hauptstraßennetzen (Kapitel 2.2.3).

⁸Beispiel: $\text{mid}\{1, 10, -20\} = 1$

⁹<http://www.sciencedirect.com> (18.10.2016).

¹⁰<http://scholar.google.de> (18.10.2016).

Innerhalb eines Anwendungsbereichs sind die Arbeiten chronologisch angeordnet, nach Autoren bzw. Institutionen gruppiert und es wird auf maximal vier Teilaspekte eingegangen: Anwendungsfall, Modellerweiterungen zum ursprünglichen CTM (Kapitel 2.1.2), Kalibrierungs- und Validierungsprozess (nur im Falle eines praktischen Anwendungsfalls) und Ergebnisse. Die Angaben zur Kapazität Q und zur maximalen Verkehrsdichte bei Stau k_{max} beziehen sich auf einen Fahrstreifen, sofern nicht anders vermerkt. Aus praktischer Sicht „krumme“ Dezimalzahlen bei den Parametern begründen sich aus der Umrechnung der Werte aus angelsächsischer Literatur in das metrische System.

2.2.1 Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnabschnitten

An der Geburtsstätte des CTM, dem Institute of Transportation Studies an der University of California in Berkeley (USA), findet eine rege Verwendung des CTM statt. Im direkten Zusammenhang mit der ersten wissenschaftlichen Veröffentlichung des CTM durch Professor Daganzo (1994) sind die beiden technischen Projektberichte von Lin und Daganzo (1994) und Lin und Ahanotu (1995) zu sehen. Ersterer Bericht beschränkt sich auf die technische Beschreibung von NETCELL, der ersten technischen Umsetzung des CTM, geschrieben in der Programmiersprache Turbo C und noch ohne grafische Benutzeroberfläche. Letzterer Bericht präsentiert die Kalibrierung des CTM anhand eines fünfstreifigen, 1 km langen Autobahnabschnitts ohne Aus- und Einfahrten in Kalifornien (USA) mithilfe von Verkehrsstärke- und Belegungsdaten aus Induktionsschleifendetektoren. Durch einen qualitativen Vergleich der realen und simulierten Verkehrsstärke- und Belegungsganglinien wurden die vier Parameter des CTM bestimmt zu: $v_f = 105 \text{ km/h}$, $Q = 1900 \text{ Kfz/h}$, $\frac{v_f}{6} \leq w \leq \frac{v_f}{2}$ (empfohlen wird von den Autoren der Wert $\frac{v_f}{5} = 21 \text{ km/h}$) und $k_{max} = 121 \text{ Kfz/km}$.

Muñoz (2004) präsentiert zehn Jahre später zwei Adaptionen des CTM. Anders als Daganzo (1994) wählt die Autorin in ihrem modifizierten CTM (modified cell transmission model, MCTM) nicht die Anzahl der Fahrzeuge in einer Zelle als Zustandsvariable, sondern die Verkehrsdichte. Dies ermöglicht die Modellierung von Zellen unterschiedlicher Länge und somit eine genauere Anpassung des Netzmodells an das reale Netz. Durch eine stückweise Linearisierung des MCTM entsteht das switching-mode model, SMM. Der Verkehrsfluss auf einem Autobahnabschnitt kann sich demnach in fünf wechselnden Zuständen befinden: (1.) überall freier Verkehr, (2.) überall gebundener Verkehr, (3.) im stromaufwärtigen Bereich gebundener und im stromabwärtigen Bereich freier Verkehr, im stromaufwärtigen Bereich freier und im stromabwärtigen Bereich gebundener Verkehr mit (4.) stromabwärts bzw. (5.) stromaufwärts wandernder Stoßwelle. Jeder Zustand besitzt zur Berechnung des Verkehrsflusses eine eigene lineare Differenzengleichung. Als praktischer Anwendungsfall dient ein vierstreifiger, 3 km langer Autobahnabschnitt mit zwei Ein- und Ausfahrten in Kalifornien (USA), für den aus dem PeMS-Datenarchiv¹¹ Induktionsschleifendetektordaten über die Verkehrsstärke, Belegung und Verkehrsdichte für fünf Tage zur Verfügung stehen.

Eine manuelle Kalibrierung anhand der mittleren prozentualen Abweichung (mean percentage error, MPE) der simulierten von den realen Verkehrsdichten in Muñoz u. a.

¹¹Performance Measurement System (PeMS). <http://pems.dot.ca.gov> (18.10.2016).

(2003) ergab folgende Parameter für das MCTM: $v_f = 101$ km/h, $Q = 2000$ Kfz/h, $w = 23$ km/h und $k_{max} = 107$ Kfz/km. Die mittlere prozentuale Abweichung der simulierten von den gemessenen Verkehrsdichten beträgt beim MCTM und beim SMM jeweils 13 %.

Eine halbautomatische Kalibrierung für das MCTM stellen Muñoz u. a. (2004) ein Jahr später vor. Die freie Geschwindigkeit v_f wird anhand der Verkehrsstärke-Verkehrsdichte Datenpaare bei freiem Verkehr über eine Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate (least squares fit) geschätzt. Da es quasi unmöglich ist, die wahre Kapazität Q eines Autobahnabschnitts anhand von Detektordaten zu ermitteln¹², erfolgt eine manuelle Festlegung auf einen Wert $Q \geq 2000$ Kfz/h. Dieser Wert muss deutlich größer sein als die maximal gemessene Verkehrsstärke, um eine unbeabsichtigte Beschränkung der wahren Kapazität zu vermeiden. Die Schätzung der Stauwellengeschwindigkeit w und maximalen Verkehrsdichte bei Stau k_{max} erfolgt wiederum über eine Ausgleichsrechnung der Verkehrsstärke-Verkehrsdichte-Datenpaare nach der Methode der kleinsten Quadrate mit Nebenbedingungen (constrained least squares fit) im gebundenen Verkehr. In Muñoz u. a. (2006) wurde diese Methodik auf einen 23 km langen Autobahnabschnitt mit vier bis sechs Fahrstreifen und 20 Ein- und 18 Ausfahrten in Kalifornien (USA) angewendet. Es ergaben sich, je nach Zelle, folgende Parameter: $v_f = 97 \dots 100$ km/h, $Q = 2000$ Kfz/h, $w = 24$ km/h und $k_{max} = 104 \dots 105$ Kfz/km. Eine Validierung des auf diese Weise kalibrierten Modells erfolgt anhand eines Vergleichs der simulierten und der gemessenen Verkehrsdichten und Gesamtreisezeiten über drei Tage. Die Verkehrsdichten an allen Detektoren weisen eine räumlich gemittelte durchschnittliche prozentuale Abweichung (spatial mean of the mean percentage error, MMPE) von 15 % auf. Die Gesamtreisezeiten unterscheiden sich lediglich um 2 %. Gomes und Horowitz (2006) entwickeln mit ihrem asymmetrischen CTM (asymmetric CTM, ACTM) eine auf den praktischen Anwendungsfall der Zuflussregelung (ramp metering) zugeschnittene Adaption des CTM. Das dem ACTM zugrundeliegende Netzmodell besitzt jedoch Randbedingungen, die eine allgemeine praktische Anwendung stark einschränken; jedes Streckenelement muss z. B. mindestens eine Ein- oder Ausfahrt besitzen. Kurzhanskiy und Varaiya (2008) nutzen das ACTM als Grundlage ihrer in MATLAB programmierten Simulationssoftware CTMSIM, mit der der Nutzer über eine grafische Benutzeroberfläche die Wirkung einer Zuflussregelung auf den Verkehrsfluss analysieren kann. Im gleichen Jahr präsentieren Gomes u. a. (2008), neben grundsätzlichen Abhandlungen zum CTM anhand von Gleichgewichtsbetrachtungen, eine weitere Anwendung des CTM als Wirkungsmodell bei der Zuflussregelung.

Alecsandru (2006) stellt in seiner Dissertation und den zugehörigen Veröffentlichungen (Ishak u. a., 2006a,b) eine Fülle von Modellerweiterungen zum CTM vor: Modellparameter als Zufallsvariablen, Zellen unterschiedlicher Länge und Anzahl an Fahrstreifen, Aus- und Einfahrten mit einer beliebigen Anzahl an Nachfolger- bzw. Vorgängerzellen,

¹²Als Kapazität wird allgemein die maximal *mögliche* Verkehrsstärke eines Streckenelements bezeichnet, die sich ausschließlich aus dem Wirkungsgefüge des Verkehrsflusses selbst ergibt. Sie ist in den seltensten Fällen gleich der maximalen *beobachteten* Verkehrsstärke! Diese entspricht bei stabilem Verkehrsablauf lediglich dem Maximalwert aller gemessenen Verkehrsstärken oder der Verkehrsstärke, die zum Zeitpunkt eines Überganges vom freien zum gebundenen Verkehr herrschte. Ein solcher Übergang resultiert aber meistens nicht aus dem Verkehrsfluss selbst, sondern aus einer stromaufwärts wandernden Stauwelle, die durch eine Überlastung eines stromabwärts liegenden Streckenelements verursacht wurde.

eine Wahrscheinlichkeitsberechnung der Fahrstreifenwahl an Zellübergängen in Abhängigkeit der aktuellen Anzahl an Fahrzeugen in der Nachfolgerzelle oder der Routenwahl sowie eine Abbildung multimodalen Verkehrs mit Hilfe von Pkw-äquivalenten Umrechnungsfaktoren. Irritierend ist jedoch, dass er stets von einem „mesoskopischen Modell“ und häufig von „einzelnen Fahrzeugen“ spricht, obwohl das zugrundeliegende CTM den Verkehrsfluss makroskopisch modelliert. Anhand eines Autobahnabschnitts mit vier Ein- und fünf Ausfahrten vergleicht er sein Modell gegen den mikroskopischen Verkehrssimulator CORSIM (McTrans McTrans), allerdings mit Benutzung der Standardparameter, weshalb keine Aussagen zur Realitätsnähe seines CTM möglich sind.

Ji u. a. (2009, 2011) benutzen das CTM zur Prognose der Zeitdauer zwischen einem Verkehrszusammenbruch nach einem Unfall und der Auflösung des daraus entstandenen Staus. Getestet wurde es auf einem 4 km langen Autobahnabschnitt ohne Ein- und Ausfahrten in Shanghai (China). Aus Verkehrsstärke- und Belegungsdaten von Induktionsschleifendetektoren wurden die vier Parameter des CTM bestimmt zu: $v_f = 72$ km/h, $Q = 1800$ Kfz/h, $w = 30$ km/h und $k_{max} = 120$ Kfz/km. Aus beiden Quellen geht leider nicht eindeutig hervor, ob sich diese Parameter auf den durch den Unfall gestörten oder auf den ungestörten Verkehrsfluss beziehen. Auch ist fraglich, warum mit 30 km/h ein ungewöhnlich hoher Wert für die Stauwellengeschwindigkeit w gewählt wurde, obwohl die empirischen Daten eine Geschwindigkeit von 10,1 km/h ausweisen. Die Ergebnisse sind gleichwohl realistisch: Im CTM war ein Stau infolge eines Unfalls nach 15 Minuten aufgelöst, in der Realität nach 14 Minuten, und die relative Abweichung der Gesamtreisezeiten beträgt nur knapp 7 %.

Monsere und Li (2011) dient, basierend auf den Arbeiten von Dervisoglu u. a. (2009), das CTM als Fallbeispiel für ihre Methodik zur automatischen Generierung von Fundamentaldiagrammen aus Daten von Induktionsschleifendetektoren. Die Datengrundlage bildet das PORTAL-Datenarchiv¹³, in dem innerhalb eines Datenzeitraums von drei Jahren 27 Tage gefunden wurden, an denen Verkehrsstärke-, Geschwindigkeits- und Belegungsdaten aus gebundenem Verkehr, jedoch ohne protokollierte Störfälle, in Portland, Oregon (USA) archiviert wurden. Aus den abgeleiteten Verkehrsstärke-Verkehrsdichte-Datenpaaren werden die vier Parameter des Fundamentaldiagramms wie folgt kalibriert: Freie Geschwindigkeit v_f über lineare Regressionsanalyse, $v_f = 64,6 \dots 96,9$ km/h; Kapazität Q vereinfachend als maximal beobachtete Verkehrsstärke, $Q = 1737 \dots 2505$ Kfz/h bzw. manuell gewählter Wert, wenn diese kleiner als 1800 Kfz/h ist; Stauwellengeschwindigkeit w über eine lineare Quantilregression über das 0,75-Quantil nach Koenker (2005), $w = 11,9 \dots 27,9$ km/h; maximale Verkehrsdichte bei Stau k_{max} als Schnittpunkt der Geraden der Stauwelle mit der horizontalen Verkehrsdichte-Achse, $k_{max} = 81,2 \dots 229,3$ km/h. Ferner gilt, dass jedes Fundamentaldiagramm eine dreieckige Form haben muss. Qualitativen Vergleichen der simulierten und der gemessenen Verkehrsstärke- und Verkehrsdichteganglinien bescheinigen die beiden Autoren eine „recht genaue Übereinstimmung“.

Torné u. a. (2011) vergleichen mit Hilfe der Simulationssoftware CTMSIM (Kurzanskiy und Varaiya, 2008, basierend auf dem ACTM von Gomes und Horowitz, 2006) die Wirkungen statischer Geschwindigkeitsbeschränkungen gegenüber dynamischer Ge-

¹³Portland Oregon Regional Transportation Archive Listing (PORTAL). <http://portal.its.pdx.edu> (18.10.2016).

schwindigkeitsanzeigen auf einem 14,5 km langen, dreistreifigen Autobahnabschnitt mit sieben Ein- und acht Ausfahrten bei Barcelona (Spanien) anhand drei monetärer Bewertungskriterien: (1.) Verlustzeiten, (2.) CO₂-, NO_x- und PM₁₀-Emissionen mit Hilfe des makroskopischen Emissionsmodells COPERT III¹⁴, (3.) Verkehrssicherheit, abgeleitet aus der Wahrscheinlichkeit, mit der eine Person pro gefahrene Kfz-km verletzt wird. Die (ungenannten) Parameter des Fundamentaldiagramms werden aus Verkehrsstärke-, Belegungs- und Geschwindigkeitsdaten von Induktionsschleifendetektoren bestimmt.

Li und Tao (2011) unterscheiden in ihrem CTM zwischen „einströmigen“ und „zweiströmigen“ Kanten. Erstere beziehen sich auf Zellen des Typs freie Strecke, für die der Verkehrsfluss gemäß Gleichung (2.15) auf Seite 23 berechnet wird; letztere auf Zellen, bei denen es neben dem Hauptstrom in die Nachfolgerzelle auf der Hauptfahrbahn auch noch einen Nebenstrom auf einem Verzögerungstreifen bei einer Ausfahrt und/oder einem Beschleunigungstreifen bei einer Zufahrt gibt. Wenn sich die ausfahrenden Fahrzeuge infolge einer stromaufwärts wandernden Stauwelle in der Ausfahrt über den Verzögerungstreifen hinaus auf die Hauptfahrbahn zurückstauen, dann verursacht dies eine Kapazitätsreduzierung des Hauptstroms. Zur Abbildung dieses Effekts im CTM entwickeln die Autoren mehrere modellerweiternde Gleichungen. Realer Anwendungsfall ist eine Autobahnanschlussstelle mit Lichtsignalanlagen auf den untergeordneten Hauptstraßen in Silver Spring, Maryland (USA), deren Rückstaus häufig bis auf die Hauptfahrbahn reichen. Da das primäre Untersuchungsziel dieses Artikels die Optimierung der Lichtsignalsteuerungen ist, wird er in Kapitel 2.2.3, Seite 41 weiter behandelt.

Sumalee u. a. (2011) entwickeln ein stochastisches CTM (SCTM), welches, ähnlich wie das MCTM nach Muñoz (2004), die Verkehrsdichte als Zustandsvariable wählt und fünf Zustände des Verkehrsflusses definiert. Zusätzlich sind Verkehrsnachfrage und -angebot, im CTM repräsentiert durch Gleichung (2.17) auf Seite 24, stochastische Größen. Als realer Anwendungsfall dient derselbe 3,2 km lange, vierstreifige Autobahnabschnitt mit zwei Ein- und Ausfahrten wie bei Muñoz (2004). Eine Ausgleichungsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate (least squares fit) ergibt folgende Mittelwerte der Parameter je Zelle: $v_f = 101,8 \dots 103,4$ km/h, $Q = 2000 \dots 2125$ Kfz/h, $w = 24,6 \dots 26,1$ km/h und $k_{max} = 154,9 \dots 171,6$ Kfz/km. Die mittlere absolute prozentuale Abweichung (mean absolute percentage error, MAPE) der mit dem SCTM simulierten Verkehrsdichteganglinien von den realen Ganglinien beträgt ca. 8 %.

Spiliopoulou u. a. (2014) vergleichen die Realitätstreue der beiden makroskopischen Verkehrsflussmodelle CTM und METANET¹⁵ im Kontext überlasteter Autobahnabfahrten eines 6 km langen Autobahnabschnitts mit drei Ein- und Ausfahrten in Athen (Griechenland). Zur Kalibrierung der Modelle nutzen die Autoren das Nelder-Mead-Verfahren zur Minimierung der Zielfunktion (Wurzel der mittleren quadratischen Abweichung der realen und simulierten mittleren Geschwindigkeit), welches die Parameter $v_f = 100$ km/h, $Q = 2247$ Kfz/h, $w = 14,2$ km/h und $k_{max} = 193$ Kfz/km für die Zellen der Fahrbahn bzw. $w = 22$ km/h und $k_{max} = 119$ Kfz/km für die Zellen der Ausfahrten liefert.

¹⁴Computer Program to Calculate Emissions from Road Transport (COPERT), Version 3. <http://www.emisia.com> (18.10.2016).

¹⁵Modèle d'Ecoulement du Trafic Autoroutier: NETwork (Messmer und Papageorgiou, 1990).

2.2.2 Verkehrsflussmodellierung in Hauptstraßennetzen

Ähnlich wie bei der Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnabschnitten, sei hier zuerst das Institute of Transportation Studies an der University of California in Berkeley (USA) erwähnt. Die dort in JAVA programmierte Simulationsanwendung AURORA Road Network Modeler vereint drei Module: (1.) einen Netzeditor zum Aufbau der Netztopologie, Editierung der Parameter der Kanten (Parameter des Fundamentaldiagramms, Anzahl der Fahrstreifen, Abbiegebeziehungen usw.), Versorgung der Verkehrsnachfrage und Speicherung dieser Netzkonfiguration im XML-Format, (2.) einen GIS-Import, zum Aufbau der Netztopologie durch das Extrahieren der Straßenkanten aus Shape-Dateien eines Geoinformationssystems, (3.) einen Simulator zur Modellierung und Visualisierung des Verkehrsflusses in dem konfigurierten Netz mit Hilfe des CTM. Nähere technische Informationen finden sich bei Kurzhanskiy u. a. (2009) sowie im AURORA-Benutzerhandbuch, welches, ebenso wie die Simulationsanwendung selbst, auf der AURORA-Homepage¹⁶ zur freien Verfügung steht. An dieser Stelle seien nur zwei wichtige Modelleigenschaften vermerkt. (1.) Die Zustandsvariable in AURORA ist die Verkehrsdichte, nicht die Anzahl der Fahrzeuge wie im ursprünglichen CTM. Da die Propagierung des Verkehrsflusses aber weiterhin die Kontinuitätsforderung nach Gleichung (2.5) auf Seite 19 einhalten muss, wird die Randbedingung eingeführt, dass das Zeitintervall Δt kleiner sein muss als die Zeit, die ein Fahrzeug bei freiem Verkehrsfluss benötigt, um die kürzeste Kante des Netzes zu durchfahren. (2.) Die Verbindungstypen sind mit einer beliebigen Anzahl an Nachfolger- bzw. Vorgängerzellen modellierbar, allerdings ohne Beachtung von flussbeschränkenden Randbedingungen jenseits der Kapazität der Zielzellen, wie sie z. B. durch Vorfahrtregelungen entstehen. Chow u. a. (2010) modellieren mit AURORA den Verkehrsfluss auf einer 1,4 km langen Hauptstraße mit sieben regelbasiert gesteuerten Lichtsignalanlagen in Albany, Kalifornien (USA). Der wichtigste Einfluss einer Lichtsignalanlage auf einen Verkehrsstrom ist die Sperrung der Einfahrt in den Knotenpunkt während der Sperrzeit. Dieser Einfluss ist im CTM pragmatisch durch eine binäre zeitliche Variabilität der Kapazität zu erreichen (Daganzo, 1995a):

$$Q_i(t) = \begin{cases} Q_i, & \text{wenn } t \text{ innerhalb der Freigabezeit,} \\ 0, & \text{sonst.} \end{cases} \quad (2.28)$$

Festzeitgesteuerte Lichtsignalanlagen sind damit im CTM einfach abzubilden. Die Modellierung einer regelbasierten Steuerung verdient daher eine nähere Betrachtung, denn hierbei müssen einzelne Fahrzeuge – eine mikroskopische Größe, die das CTM als makroskopisches Verkehrsflussmodell per se nicht abbildet – lokal detektiert werden. Die regelbasierte Steuerung bei Chow u. a. (2010) folgt einer in den USA weitverbreiteten regelbasierten Art der Lichtsignalsteuerung: Jedes während der Sperrzeit detektierte Fahrzeug führt zu einer Verlängerung der Mindestfreigabezeit der zugehörigen Signalgruppe, jedoch nur bis zu einem Maximalwert. (In den Traffic Analysis Tools der FHWA¹⁷ ist

¹⁶<http://code.google.com/p/aurorarm> (18.10.2016).

¹⁷U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Traffic Signal Timing Manual – Chapter 5: Basic Signal Timing Controller Parameters. <http://ops.fhwa.dot.gov/publications/fhwahop08024/chapter5.htm> (18.10.2016).

diese Steuerungsart ausführlich beschrieben.) In einer initialen Freigabezeit soll die in der Sperrzeit gebildete Warteschlange vollständig abfließen können. Sobald die initiale Freigabezeit begonnen hat, bewirkt jedes neu detektierte Fahrzeug eine weitere Verlängerung der Freigabezeit um 2 bis 3 s, wiederum nur bis zu einem Maximalwert. Gleichzeitig wird die Zeitlücke zwischen aufeinanderfolgenden Detektionen überprüft. Wenn diese einen zeitlich variablen Grenzwert überschreitet, wird die Freigabezeit beendet. Die Anzahl an detektierten Fahrzeugen innerhalb eines Zeitintervalls Δt wird im Ansatz von Chow u. a. (2010) mit Hilfe einer Monte-Carlo-Simulation¹⁸ ermittelt. Deren Verteilungsfunktion leiten sie aus der Poisson-Verteilung ab, die eine allgemein anerkannte Näherung für die Wahrscheinlichkeitsverteilung der im Zeitintervall Δt an einem lokalen Punkt im Netz beobachteten Anzahl von Fahrzeugen in einem Verkehrsfluss der mittleren Verkehrsstärke q ist:

$$P_\lambda(m) = \frac{\lambda^m}{m!} e^{-\lambda}; \quad m \in \mathbb{N}_0 \quad (2.29)$$

u. d. N. $\lambda > 0,$

wobei λ der Parameter der Verteilung ist. Er entspricht dem Erwartungswert für die mittlere Anzahl an Fahrzeugen, die innerhalb des Zeitintervalls Δt beobachtet werden: $\lambda = q \cdot \Delta t$. Chow u. a. (2010) definieren, dass ein Fahrzeug detektiert wird, sobald es den Rand des Detektors erreicht. Geschieht dies aber bei Stau, also wenn der Parameter λ sehr klein ist, liefert die Poisson-Verteilung sehr große und damit unrealistische Wahrscheinlichkeiten. Damit in der oben beschriebenen regelbasierten Steuerung auch ein stehendes Fahrzeug detektiert wird, muss die Wahrscheinlichkeitsverteilung für den Fall $k = k_{max} \wedge q = 0 (\Rightarrow \lambda = 0)$ definiert sein. Chow u. a. (2010) berechnen λ deshalb zu:

$$\lambda = q \cdot \Delta t + k \cdot (L_{Fz} + L_{Det}), \quad (2.30)$$

wobei k die aktuelle Verkehrsdichte und L_{Fz} bzw. L_{Det} die durchschnittliche Länge eines Fahrzeugs ($\approx 4,88$ m) bzw. eines Detektors ($\approx 1,83$ m) in den USA sind. Ihre damit definierte Wahrscheinlichkeitsverteilung ähnelt bei freiem Verkehr sehr stark der allgemeinen Poisson-Verteilung nach Gleichung (2.29). Im gebundenen Verkehr liefert sie jedoch deutlich realistischere Wahrscheinlichkeiten $P_\lambda(m \geq 1)$, die einen belegten Detektor repräsentieren (Tabelle 2.1). Zur Kalibrierung des CTM werden Daten aus Reisezeitmessungen genutzt: Die freie Geschwindigkeit $v_f = 34,8 \dots 43,5$ km/h ist das 0,1-Quantil der Reisezeiten; die Kapazität $Q = 1753,8 \dots 2056,3$ Kfz/h wird aus den Abflusszeitpunkten der ersten fünf Fahrzeuge nach Freigabezeitbeginn ermittelt¹⁹; die maximale Verkehrsdichte bei Stau k_{max} wird pauschal zu 124,2 Kfz/km gewählt; die Stauwellengeschwindigkeit

¹⁸Die Monte-Carlo-Simulation ist ein stochastisches Verfahren, das versucht analytisch nicht (oder nur sehr aufwändig) lösbare Probleme numerisch zu lösen. Hierfür wird ein analytisch lösbares Zufallsexperiment mit vorab erzeugten Zufallszahlen sehr häufig wiederholt.

¹⁹Dieses Vorgehen scheint plausibel, weil die simulierte Verkehrsnachfrage mit 211 Fahrzeuge in 30 Minuten sehr gering ist und innerhalb eines Umlaufs vermutlich nicht mehr als fünf Fahrzeuge in der Warteschlange stehen. Empirische Untersuchungen zeigen jedoch, dass an der Haltelinie gemessene Zeitlücken zwischen den ersten vier Fahrzeugen nach Freigabezeitbeginn stetig kleiner werden, da diese noch stark dem Einfluss stochastischer Reaktionszeiten und Beschleunigungsvorgängen unterliegen. Erst nach fünf

Tabelle 2.1: Ausgewählte Wahrscheinlichkeiten $P_\lambda(m)$ bei einem Verkehrsfluss in einem CTM mit $\Delta t = 5$ s und dreieckigem Fundamentaldiagramm mit $v_f = 45$ km/h, $Q = 2160$ Kfz/h, $w = 17,1$ km/h und $k_{max} = 175$ Kfz/km nach allgemeiner Poisson-Verteilung (2.29) bzw. nach Chow u. a. (2010) (2.29, 2.30). Die letzten drei Zeilen kennzeichnen gebundenen Verkehr. [Eigene Berechnungen]

$P_\lambda(m)$ gemäß Gleichung...					
		... (2.29)		... (2.29, 2.30)	
k	q	$P_\lambda(m=0)$	$P_\lambda(m \geq 1)$	$P_\lambda(m=0)$	$P_\lambda(m \geq 1)$
[Kfz/km]	[Kfz/h]	[%]	[%]	[%]	[%]
0	0	–	–	–	–
1	45	94	6	93	7
24	1080	22	78	19	81
48	2160	5	95	4	96
131	752	35	65	15	85
174	17	98	2	30	70
175	0	–	–	31	69

keit w bestimmt sich aus der Forderung nach einem dreieckigen Fundamentaldiagramm. Zur Bewertung der Güte des Modells werden mit dem CTM ermittelte und empirisch erhobene Reisezeiten verglichen. Zur Bestimmung der Reisezeiten im CTM verwenden Chow u. a. (2010) infinitesimal kleine Sensor-Fahrzeuge ohne Masse, d. h. ohne Beitrag zur Verkehrsnachfrage, deren räumlich-zeitliche Bewegung einer Zelle i mit

$$x_i(t) = \sum_{t=t_0}^t v_i(t) \cdot \Delta t \quad (2.31)$$

beschrieben wird; t_0 ist dabei der Zeitpunkt des Eintritts des Sensor-Fahrzeugs in die Zelle i und v_i die mittlere Geschwindigkeit des Verkehrsflusses im aktuellen Zeitschritt t in der Zelle i (Berechnungsvorschrift wird nicht genannt). Wenn $x_i(t)$ größer oder gleich der Länge der Zelle i ist, so kennzeichnet dies den Zeitpunkt t_1 , zu dem das Sensor-Fahrzeug die Zelle i wieder verlässt. Die Reisezeit des Sensor-Fahrzeugs berechnet sich schließlich zu $(t_1 - t_0) \cdot \Delta t$. Die mittlere Reisezeit im CTM weicht zwar nur um 3 % von der realen mittleren Reisezeit ab, doch alle Lichtsignalanlagen sind wegen der sehr geringen Verkehrsnachfrage weit entfernt von einer Überlastung (LOS A – C). Auch die Ganglinien der individuellen Reisezeiten ähneln sich kaum.

Casturi (2000) versucht eine interessante Fragestellung mit dem CTM zu beantworten: Welchen Einfluss hat eine Bevorrechtigung von Einsatzfahrzeugen an Lichtsignalanlagen

Fahrzeugen haben sie einen nahezu konstanten Wert. Die Kapazität einer lichtsignalgesteuerten Knotenpunktzufahrt sollte daher aus Zeitlücken erst *ab dem fünften* Fahrzeug ermittelt werden (HCM, 2010).

auf den Verkehrsfluss? Da die Arbeit von rein theoretischer Natur ist und keinen praktischen Anwendungsfall behandelt, bleibt die Frage letztlich offen.

Aswakul und Tuerprasert (2008, 2010) präsentieren mit ihrem multiclass CTM (M-CTM) ein multimodales CTM mit zwei Erweiterungen: Abbilden mehrerer Fahrzeugklassen des innerstädtischen Verkehrs (z. B. Pkw, Lkw und Busse) sowie Aus- und Einfahrten mit einer beliebigen Anzahl an Nachfolger- bzw. Vorgängerzellen. Die praktische Anwendung des M-CTM gelingt indes nur mit Beschränkung auf zwei Fahrzeugtypen (Pkw und Busse), die zudem die konstruierte Vereinfachung erfordert, dass die freie Geschwindigkeit der Pkw doppelt so groß wie die der Busse sein muss. Getestet wird das M-CTM, neben diversen synthetischen Vergleichen, gegen den mikroskopischen Verkehrsflusssimulator MITSIM (MIT, MIT), mit einer realen 1,4 km langen Hauptstraße mit drei bis vier Fahrstreifen und drei lichtsignalgesteuerten Knotenpunkten in Bangkok (Thailand). Verglichen wird nur die Ganglinie der Gesamtanzahl an Fahrzeugen im Netz, die keine verlässliche Aussage über die Güte des Modells ermöglicht.

Long u. a. (2008, 2011) untersuchen den Einfluss der verfügbaren Aufstelllängen für die geradeaus, links oder rechts fahrenden Ströme in einer Knotenpunktzufahrt auf die Stabilität eines fiktiven Hauptstraßennetzwerkes. Das CTM dient zur Modellierung der räumlich-zeitlichen Ausbreitung von Staus auf den einzelnen Kanten. Die Aufstelllängen werden nicht als einzelne Fahrstreifen bzw. Kanten des Netzwerks abgebildet (wie es pragmatisch gesehen naheliegend ist), sondern über Aufteilungsparameter anhand der Haltelinienbreite umgerechnet. Hierdurch kann auch bei langen Zellen der negative Einfluss einzelner Ströme auf die gesamte Kante abgebildet werden, z. B. ein überstauter Linksabbiegestreifen. Die Simulation kann somit mit einem größeren und hinsichtlich der Rechenzeit effizienteren Zeitintervall ($\Delta t = 5 \text{ s}$) durchgeführt werden. Die Flussbeschränkung linksabbiegender Ströme infolge vorfahrtberechtigter Gegenströme wird durch eine konstante Reduzierung der Kapazität um den Faktor 0,6 berücksichtigt. Auch bei diesen Arbeiten sei kritisch angemerkt, dass in allen den Verkehrsfluss bestimmenden Gleichungen mit einzelnen Fahrzeugen und somit mikroskopisch gerechnet wird, obwohl das CTM ein makroskopisches Modell ist.

Huang u. a. (2008) vergleichen Ganglinien von Reisezeiten, Wartezeiten und Staulängen, die mit dem CTM bzw. dem mikroskopischen Verkehrsflusssimulator VISSIM für ein reales Hauptstraßennetz in Zhangjiagang (China) simuliert wurden. Da jedoch keine Angaben zur Kalibrierung und Validierung beider Simulationen gemacht werden, sind die in der Arbeit getroffenen Aussagen nicht belastbar.

Shen u. a. (2008) wollen mit dem CTM das Phänomen der Pulkauflösung simulieren, d. h. das über die Zeit und den Weg betrachtete „Auseinanderfallen“ einer gemeinsam an einer Lichtsignalanlage gestarteten Gruppe von Fahrzeugen (Pulk). Hierzu erweitern sie Gleichung (2.10) auf Seite 23 um einen dritten Term, der die Verkehrsstärke-Verkehrsdichte-Beziehung entweder nach Greenshields (1935), Drake u. a. (1967) oder Robertson (1968) repräsentiert.

Chen u. a. (2010) simulieren mit dem CTM ein großes Hauptstraßennetz in Jilin City (China) und entwickeln mehrere Erweiterungen zum ursprünglichen CTM, deren Gültigkeit aber aufgrund fehlender Quellenangaben oder Beweise angezweifelt werden darf. Zuerst führen die Autoren Geschwindigkeits-Verkehrsdichte-Tabellen ein, die das dem

ursprünglichen CTM zugrunde liegende Fundamentaldiagramm (siehe Abbildung 2.3) ersetzen. Voraussetzung hierfür ist wiederum die Definition der Verkehrsdichte als Zustandsvariable einer Zelle und nicht die Anzahl an Fahrzeugen wie im ursprünglichen CTM. Der Zeitverlust der Fahrzeuge beim Beschleunigen aus dem Stillstand wird ebenfalls mit Hilfe einer Tabelle abgebildet. Diese gibt für die ersten Zeitintervalle nach Freigabezeitbeginn Geschwindigkeitsvorgaben für die Zellen in der Zufahrt an. Entsprechend der bekannten Abbiegebeziehungen wird der Abfluss aus einer Knotenpunktzufahrt in die drei Teilströme geradeaus/links/rechts aufgeteilt, welche mit den Teilströmen aus den anderen Zufahrten in der zugehörigen Ausfahrt zusammenfließen. Dies geschieht allerdings ohne Beachtung von flussbeschränkenden Randbedingungen, wie z. B. Vorfahrtregelungen. Sehr pragmatisch ist die Flussbeschränkung linksabbiegender Ströme infolge vorfahrtberechtigter Gegenströme: Die Summe dieser (Teil-)Ströme darf nicht größer sein, als die (nicht näher beschriebene) Kapazität des Konfliktpunkts.

Hu u. a. (2010) stellen ein CTM mit variablen Zelllängen (VCTM) vor, mit der Verkehrsdichte als Zustandsvariable. Da die Propagierung des Verkehrsflusses aber weiterhin die Kontinuitätsforderung (Gleichung (2.5) auf Seite 19) einhalten muss, unterliegt das VCTM der Randbedingung, dass eine Zelle mindestens so lang sein muss wie die Strecke, die ein Fahrzeug in einem Zeitintervall bei freiem Verkehrsfluss zurücklegt. (Im ursprünglichen CTM ist eine Zelle *genau* so lang wie die Strecke, die ein Fahrzeug in einem Zeitintervall bei freiem Verkehrsfluss zurücklegt.). Bei gegebenem Zeitintervall Δt können die Zellen im VCTM also länger sein als beim ursprünglichen CTM, obwohl der umgekehrte Fall bei der Editierung eines Hauptstraßennetzes die wohl größere praktische Bedeutung hat. In einem fiktiven Beispielnetz werden die simulierten Verkehrsdichten in den einzelnen Zellen des VCTM mit den Verkehrsdichten des mikroskopischen Verkehrsflusssimulators VISSIM verglichen. Leider fehlt ein Vergleich mit dem ursprünglichen CTM, sodass die Modellgüte und der praktische Nutzen des VCTM unklar sind.

Su u. a. (2013) legen den Fokus ihrer Arbeit auf die Kalibrierung des CTM. Hierfür nutzen sie Fahrzeugtrajektorien aus dem NGSIM-Projekt²⁰ des U.S. Department of Transportation für eine 0,5 km lange Hauptstraße mit drei bis vier Fahrstreifen und vier lichtsignalgesteuerten Knotenpunkten. Die freie Geschwindigkeit v_f setzen sie der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 56,3 km/h gleich, die Kapazität $Q = 14000 \dots 2000$ Kfz/h ermitteln sie aus den Zeitlücken bei der Stauauflösung, und die maximale Verkehrsdichte bei Stau k_{max} schätzen sie zu 124,2 Kfz/km. Die Stauwellengeschwindigkeit w bestimmt sich aus der Forderung nach einem dreieckigen Fundamentaldiagramm. Die Bewertungsgrößen der Kalibrierung beschränken sich auf den prozentualen Fehler der aufsummierten Abweichungen zwischen der simulierten und der realen Verkehrsstärke bzw. Gesamtreisezeit und erlauben keine Aussagen zur Modellgüte.

Wang u. a. (2013) erweitern das CTM zur Behandlung eines Sonderfalls: den Blockadeeffekt, den innerhalb des Knotenpunkts stehende Fahrzeuge des Hauptstroms für

²⁰Im Projekt „Next Generation Simulation (NGSIM)“ wurden auf zwei Autobahn- und einem Hauptstraßenabschnitt Fahrzeugtrajektorien aus Videobildern ermittelt und daraus weitere Größen, z. B. Geschwindigkeit, Beschleunigung und Abstand der Fahrzeuge, abgeleitet (<http://ops.fhwa.dot.gov/trafficanalysistools/ngsim.htm>, 18.10.2016). Zur Genauigkeit und Verwendung dieser Größen geben Punzo u. a. (2011) hilfreiche Hinweise.

nachfolgende Fahrzeuge des Hauptstroms oder den Linksabbiegerstrom bedeuten. Dieser Sonderfall tritt nur bei einer Überlastung der Ausfahrt des Hauptstroms ein, was aber in China häufig vorkommt. Zentraler Ansatz der Erweiterung ist eine konditionale Zelle, die nur dann zwischen die letzte Zelle der Zufahrt und die erste Zelle der Ausfahrt eingefügt wird, wenn Fahrzeuge verbotenerweise in den Knotenpunkt einfahren, obwohl die Ausfahrt blockiert ist, und sie innerhalb des Knotenpunkts halten müssen. Der Fluss zwischen diesen drei Zellen kann mit der allgemeinen Flussgleichung (2.15) des CTM berechnet werden. Zusätzlich wird die Länge des Rückstaus innerhalb des Knotenpunkts berücksichtigt, um entscheiden zu können, ob Fahrzeuge des Linksabbiegerstroms den Knotenpunkt passieren können oder nicht. Sowohl die erstgenannte Entscheidungssituation, als auch die letztgenannte räumliche Situation haben mikroskopischen Charakter und sind im makroskopischen CTM nicht direkt abbildbar. Die Autoren formulieren deshalb die Regel zum Einfügen der konditionalen Zelle wahrscheinlichkeitsabhängig. Die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit ist jedoch nicht situativ, sondern erfolgt vor Simulationsbeginn: Der Nutzer wählt den Prozentsatz der Zeitintervalle, in denen eine konditionale Zelle eingefügt wird; das Modell verteilt diese zufällig über die gesamte Simulationsdauer. Auch die Entscheidung, ob linksabbiegende Fahrzeuge bei einem Stau im Knotenpunkt (konditionale Zelle ist eingefügt) abfließen können oder nicht, wird wahrscheinlichkeitsabhängig modelliert. Auch diese Wahrscheinlichkeit muss vor Simulationsbeginn gewählt werden, die tatsächliche räumliche Ausprägung des Staus hat keinen Einfluss auf die Entscheidung. Getestet wird das Modell anhand eines kleinen fiktiven Beispielnetzes mit drei lichtsignalgesteuerten Knotenpunkten, bei denen alle Zufahrten eine eigene Phase haben. Die Erweiterung gilt nicht für bedingt verträgliche Linksabbieger.

Papapanagiotou u. a. (2013) stellen eine Erweiterung des CTM vor, welches als Wirkungsmodell in der adaptiven Netzsteuerung Sitraffic® Motion der Siemens AG fungiert. Ihr Congestion Indicator (CI) ist ein ganzzahliger Zellparameter mit dem Standardwert „0“, der als Einflussgröße für die nachfolgende Abschätzung der Anzahl der Halte in einer Zelle dient. Ist im aktuellen Zeitschritt t der Signalzustand eines Signalgebers ROT, so nimmt bei der zugehörigen Zelle i $CI_i(t)$ den Wert des ganzzahligen Identifikators des Signalgebers an und behält diesen Wert auch im nächsten Zeitschritt $t + 1$ („holding“), wenn gilt: $CI_i(t) > 0$ und $n_i(t) > k_m$, wobei k_m die (äquivalente) kritische Verkehrsdichte im Fundamentaldiagramm ist (siehe k_2 in Abbildung 2.3 auf Seite 22). Wandert der Stau stromaufwärts in die Vorgängerzelle $i - 1$ („propagation“), so ist $CI_{i-1}(t) = CI_i(t)$, wenn gilt: $n_{i-1}(t) > N_i - n_i(t)$. Die Anzahl der Halte in einer Zelle i und im Zeitschritt t ist im ersten Fall („holding“) gleich $q_i(t - 1)$, d. h. die Anzahl der Fahrzeuge, die im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ in die Zelle eingefahren ist und nun im Zeitschritt t halten muss; im zweiten Fall („propagation“) gleich $q_i(t - 1) + q_{i+1}(t - 1)$, wobei die Anzahl der Halte des zweiten Summanden tatsächlich in der Nachfolgerzelle $i + 1$, also in der Zelle, in der der Stau im letzten Zeitschritt $t - 1$ noch war, entstehen.

Gao u. a. (2015) fokussieren in ihrer Arbeit den Verkehrsablauf zwischen den konkurrierenden Strömen in der Mitte des Knotenpunkts. Sie führen einen neuen Verbindungstyp für Zellen ein, in dem der Verkehrsfluss aus einer Vorgängerzelle in drei Nachfolgerzellen bzw. aus drei Vorgängerzellen in eine Nachfolgerzelle fließt. Dieser Verbindungstyp gilt für „virtuelle Verteiler-Zellen“ in der Mitte des Knotenpunkts, die sich die konkurrie-

renden Strömen teilen müssen. Die aufgestellten Regeln für den Fluss in diese Verteiler-Zellen gelten aber nur für einen „speziellen Fall in vielen Entwicklungsländern“: Der aggressivere Autofahrer fährt zuerst in den Knotenpunkt bzw. die Verteiler-Zelle ein, ungeachtet der für ihn eventuell geltenden Vorfahrtsregel. Im Modell simulieren die Autoren diese Verhaltensweise sehr pragmatisch mit Hilfe einer Zufallsvariablen. Der Verkehrsfluss im Knotenpunkt ist bei Anwendung dieses Verfahrens somit unkontrollierbar sowie fluss- und vorfahrtsregelunabhängig und für die Simulation des Verkehrsfluss in deutschen Hauptstraßennetzen ungeeignet.

Srivastava u. a. (2015) haben das Ziel, den Abfluss der Fahrzeuge bei Freigabezeitbeginn im CTM realistisch abzubilden. Empirische Untersuchungen zeigen, dass an der Haltelinie gemessene Zeitlücken zwischen den ersten vier Fahrzeugen nach Freigabezeitbeginn stetig kleiner werden, da diese noch stark dem Einfluss stochastischer Reaktionszeiten und Beschleunigungsvorgängen unterliegen. Die Autoren entwickeln eine neue Nachfragefunktion für das CTM, die im Bereich gebundenen Verkehrs monoton fallend ist und nicht konstant den Wert Q annimmt (vgl. 2.2 auf Seite 22); sie gilt jedoch ausschließlich für Kanten mit nur einer Nachfolger-Kante, d. h. nicht für Mischfahrstreifen. Bei der Kalibrierung ist ein zusätzlicher Parameter (q_j , jam demand flow rate) zu berücksichtigen. Die Evaluation des auf diese Weise modifizierten CTM anhand drei empirischer Verkehrsdatensätze kommt zu dem Ergebnis, dass die Zeitlücken zwischen den ersten vier bis sechs Fahrzeuge im CTM nun realistisch abgebildet werden.

2.2.3 Optimierung der Lichtsignalanlagen in Hauptstraßennetzen

Die Optimierung der Lichtsignalanlagen in einem Hauptstraßennetz lässt sich als mathematisches Optimierungsproblem formulieren:

Gegeben sei eine Zielfunktion, die die Ausprägung des gewählten Optimierungskriteriums in Abhängigkeit einer Entscheidungsvariablen beschreibt.
Finde den Wert der Entscheidungsvariable, mit dem der Zielfunktionswert dem globalen Optimum des Lösungsraums entspricht.

Typische Optima und Optimierungskriterien sind z. B. das Minimum der Reise-, Warte- oder Verlustzeiten, der Anzahl der Halte, der Staulängen, der Luftemissionen oder des Kraftstoffverbrauchs oder das Maximum der Reisegeschwindigkeit oder des Durchflusses. Die Entscheidungsvariablen repräsentieren relevante Steuerungsparameter der Lichtsignalanlagen, z. B. die Freigabezeit der einzelnen Signalgruppen, die Phasenfolge oder die Versatzzeit. Natürlich lässt sich die Zielfunktion auch aus mehreren, dann meist gewichteten, Optimierungskriterien zusammensetzen; ebenso können mehrere Entscheidungsvariablen definiert werden. Grundvoraussetzung zur Lösung des Optimierungsproblems ist jedoch immer ein Wirkungsmodell, mit dem sich die Ausprägung jedes Optimierungskriteriums in Abhängigkeit der Entscheidungsvariablen möglichst realitätsnah berechnen lässt. Je nach Optimierungsmodell, Komplexität des Lösungsraums und eventueller Anforderungen an die Dauer des Lösungsprozesses stehen zahlreiche Methoden, Verfahren und Algorithmen der mathematischen Optimierung zur Verfügung. Einen guten

Einstieg in die Thematik sowie eine strukturierte Übersicht über Optimierungsmodelle, gebräuchliche Methoden, Verfahren und Algorithmen bietet die Internetseite OptiV²¹.

Als Pionier bei der Lösung eines Optimierungsproblems zur Optimierung der Lichtsignalanlagen in einem Hauptstraßennetz mit Hilfe des CTM gilt Hong K. Lo von der Hong Kong University of Science and Technology, der in seiner Optimierungsumgebung DISCO erstmals das CTM als Wirkungsmodell zur Berechnung des Optimierungskriteriums Verlustzeit benutzt (Lo, 1999). Die Verlustzeit $d_i(t)$ innerhalb der Zelle i im aktuellen Zeitschritt t berechnet sich hierbei zu:

$$d_{ij}(t) = n_i(t) - q_j(t) \quad [\text{Fz}], \quad (2.32)$$

wobei $n_i(t)$ die aktuelle Anzahl an Fahrzeugen in der Zelle i und $q_j(t)$ der Abfluss aus der Zelle i in ihre stromabwärts liegende(n) Nachfolgerzelle(n) j gemäß Gleichung (2.15), (2.19), (2.23) oder (2.25) auf Seite 23ff. ist. Verbal ausgedrückt: Alle Fahrzeuge, die innerhalb des aktuellen Zeitschritts nicht aus der Zelle i abfließen können, erfahren eine Verlustzeit in Höhe des Zeitintervalls der Simulation. Eine äquivalente Formulierung der Gleichung (2.32) ist daher:

$$d_{ij}(t) = (n_i(t) - q_j(t)) \cdot \Delta t \quad [\text{Fz} \cdot \Delta t], \quad (2.33)$$

wobei Δt das Zeitintervall mit der gewählten Einheit, z. B. Sekunden, ist und die Verlustzeit somit in der anschaulicheren Einheit Fahrzeugsekunden steht. Die Zielfunktion entspricht der Gesamtverlustzeit, d. h. der Summe der einzelnen Verlustzeiten $d_i(t)$ über alle Zellen i , Nachfolgezellen j und Zeitintervalle t :

$$Z = \sum_t \sum_i \sum_j d_{ij}(t). \quad (2.34)$$

Der Abfluss der letzten Zelle einer Kante in einen lichtsignalgesteuerten Knotenpunkt erfolgt gemäß Gleichung (2.28) auf Seite 30, also in Abhängigkeit davon, ob das aktuelle Zeitintervall innerhalb der Freigabezeit liegt oder nicht. Die erste Entscheidungsvariable ist die Länge der Freigabezeiten in jedem Umlauf, die zweite die Versatzzeit jeder Lichtsignalanlage entlang der koordinierten Knotenpunktfolge. Die Minimierung der Zielfunktion formuliert Lo (1999) als gemischt-ganzzahliges Optimierungsproblem. Dessen Nebenbedingungen sind zum einen die von den Entscheidungsvariablen abhängigen Lichtsignalsteuerungen; zum anderen sind es die flussbestimmenden Gleichungen 2.10 auf Seite 23 und 2.16 auf Seite 24 des CTM, von denen erstere nichtlinear ist und ihre aufgestellten Approximationen den großen Nachteil haben, dass sie unrealistische Flüsse zulassen. Dieses Problem löst Lo (2001) durch die Verwendung zusätzlicher binärer Variablen. Das auf diese Art formulierte Optimierungsproblem ist jedoch nach wie vor sehr aufwändig zu lösen, wohl deshalb findet sich in beiden Artikeln nur ein einfaches Einbahnstraßennetz mit zwei Lichtsignalanlagen als fiktiver Anwendungsfall. Ein großer Fortschritt ist

²¹OptiV - Erschließung von Entscheidungs- und Optimierungsmethoden für die Anwendung im Verkehr. <http://www.optiv.de> (18.10.2016).

daher die Lösung des Optimierungsproblems mit Hilfe Genetischer Algorithmen²² (GA) in Lo u. a. (2001), aufbauend auf Chang (1998). Realer Anwendungsfall ist ein sehr häufig überlastetes Einbahnstraßennetz im Bezirk Mongkok in Hong Kong mit drei lichtsignal-gesteuerten Knotenpunkten. Jede Lichtsignalsteuerung hat eine konstante Umlaufzeit von 120 s und zwei Phasen. Die Entscheidungsvariablen sind die effektiven²³ Freigabe- und Sperrzeiten der einzelnen Phasen. Das Optimierungsproblem ist wieder die Minimierung der Zielfunktion nach Gleichung (2.34). Zu dessen Lösung werden zwei Genetische Algorithmen in DISCO implementiert. Beim netzweiten GA (Net-GA) werden die drei Genetischen Operatoren auf den gesamten Genstrang eines Individuums angewendet, beim sequentiellen GA (S-GA) nur auf den Teil, der *eine* Lichtsignalanlage repräsentiert, und zwar so lange, bis ein Abbruchkriterium erreicht ist²⁴. Anschließend wird ebenso mit der nächsten Lichtsignalanlage verfahren und dann weiter, bis alle Lichtsignalanlagen durchlaufen wurden. Der zu durchsuchende Lösungsraum einer Lichtsignalanlage ist deutlich kleiner als der gemeinsame der drei Lichtsignalanlagen zusammen, weshalb der S-GA das Optimierungsproblem schneller lösen sollte als der Net-GA. Die beiden erhobenen Verkehrsnachfragen umfassen je 45 Minuten bei freiem bzw. gebundenem Verkehrsfluss. Zur Kalibrierung des CTM wurden mittlere Verlustzeiten auf allen Kanten des Netzes durch das Zählen der gestoppten Fahrzeuge (gemäß Anhang A) ermittelt. Die in Chang (1998) präsentierten Vergleiche zwischen den simulierten und gemessenen Verlustzeiten ermöglichen jedoch weder belastbare Aussagen über die Güte der Kalibrierung, noch werden die kalibrierten Modellparameter dokumentiert. Diese finden sich erst in Chow und Lo (2007): $v_f = 42 \text{ km/h}$, $w = 12 \text{ km/h}$, $Q = 1800 \text{ Kfz/h}$ und $k_{max} = 125 \text{ Kfz/km}$. Hingewiesen wird ferner auf den nachteiligen Umstand, dass die Verkehrsnachfrage im CTM nur deterministisch simuliert werden könne, obwohl sie in der Realität stochastisch ist. In umfangreichen Szenarienuntersuchungen werden mit dem CTM die in DISCO bestimmten Entscheidungsvariablen gegenüber den realen Lichtsignalsteuerungen anhand der mittleren Verlustzeiten bewertet. Die ebenfalls durchgeführte Bewertung gegenüber Lichtsignalsteuerungen, die mit TRANSYT (TRL-Software TRL-Software) optimiert wurden, ist nur bedingt belastbar, da TRANSYT nicht das CTM als Wirkungsmodell benutzt. Als Ergebnis postulieren die Autoren, dass die DISCO-Steuerungen in allen Szenarien, besonders aber bei überlastetem Netz, deutliche Reduzierungen der mittleren Verlustzeiten bewirken. In Lo und Chow (2004) wird die Umlaufzeit der Lichtsignalanlagen als dritte

²²Genetische Algorithmen sind Heuristiken für analytisch nicht lösbarer Optimierungsprobleme. Sie versuchen durch wiederholtes Erzeugen von vielen Lösungskandidaten die unbekannte optimale Lösung abzuschätzen. Dabei folgen sie der Evolutionslehre von Charles Darwin und der Vererbungslehre von Gregor Mendel. Jeder Lösungskandidat (Individuum) innerhalb einer Start-Menge an Kandidaten (1. Population) besitzt eine, meist binäre, Codierung der Entscheidungsvariablen (Gene) sowie einen individuellen Fitnesswert, der mit einer Zielfunktion (Fitnessfunktion) berechnet wird. Es folgen drei genetischer Operatoren: Individuen mit einem hohen Fitnesswert werden ausgewählt (*Selektion*) und aus ihnen durch *Rekombination* der Gene jeweils zweier Individuen sowie zufälliger *Mutation* eine neue Population erzeugt. Dieser Prozess wird bis zur Erreichung eines Abbruchkriteriums wiederholt. Das Individuum mit dem besten Fitnesswert in der letzten Population repräsentiert die geschätzte optimale Lösung.

²³Jede Freigabezeit wird um 2 s Anfahrtszeitverlust reduziert, jede Sperrzeit um die 2 s des Übergangssignals (ROT/GELB) verlängert.

²⁴Dies entspricht der Evolution einer Sub-Population.

Entscheidungsvariable des Optimierungsproblems inkludiert; diese zusätzliche Flexibilität der Lichtsignalsteuerungen führte allerdings nicht zu signifikant besseren Lösungen.

Friedrich und Almasri (2005) ist es zu verdanken, dass das CTM und sein Beitrag zur Optimierung von Lichtsignalanlagen in der deutschen Forschungsgemeinschaft bekannt wurde. In seiner Dissertation verwendet Almasri (2006) den Ansatz von Lo u. a. (2001): Das CTM ist das Wirkungsmodell zur Ermittlung der Verlustzeiten (Gleichung (2.32)), die Zielfunktion ist die Minimierung der Gesamtverlustzeit (Gleichung (2.34)), zur Lösung der Zielfunktion wird ein paralleler GA und ein serieller GA präsentiert. Ersterer entspricht dem Net-GA von Lo u. a., 2001, letzterer dem S-GA von Lo u. a., 2001, jedoch werden hier die Lichtsignalanlagen zunächst entlang der am stärksten belasteten Routen im Netz in Gruppen sortiert. Alleinige Entscheidungsvariable sind die Versatzzeiten zwischen benachbarten Lichtsignalanlagen. In umfangreichen Szenarienuntersuchungen im mikroskopischen Verkehrsflusssimulator AIMSUN (TSS TSS) zeigen sich die mit dem seriellen GA erzeugten Lösungen überlegen gegenüber jenen, die mit dem parallelen GA, mit TRANSYT oder mit anderen Optimierungsverfahren erzeugt wurden.

Beard und Ziliaskopoulos (2006) sowie Lin und Wang (2004) formulieren in ihren Untersuchungen ebenfalls komplexe gemischt-ganzzahlige Optimierungsprobleme mit Nebenbedingungen, die aus den flussbestimmenden Gleichungen des CTM gebildet werden. Da keine dieser Arbeiten einen praktischen Anwendungsfall hat, werden sie bis auf zwei Aspekte nicht näher erläutert. Beard und Ziliaskopoulos (2006) berücksichtigen in den Nebenbedingungen auch Flussbeschränkung linksabbiegender Ströme infolge vorfahrtberechtigter Gegenströme an Hand der Zeitlücken zwischen aufeinanderfolgenden einzelnen Fahrzeugen, welche aber im makroskopischen CTM nur durch stark beeinflusste Modellparameter „konstruiert“ werden können; Lin und Wang (2004) approximieren die Anzahl aller Halte im Netz, d. h. in allen Zellen i und über alle Zeitintervalle t , zu:

$$\#Halte = 0,5 \cdot \sum_i \sum_t |q_{i+1}(t) - q_i(t-1)|, \quad (2.35)$$

wobei $q_{i+1}(t)$ der Abfluss aus einer Zelle i in ihre Nachfolgerzelle $i+1$ im aktuellen Zeitschritt t und $q_i(t-1)$ der Zufluss in diese Zelle im vorherigen Zeitschritt $t-1$ sind.

Feldman und Maher (2002a,b) sowie Maher (2008) optimieren die Lichtsignalsteuerung an einem Kreisverkehr in Sherriffhall (Großbritannien), erstere mit dem CTM und einem Genetischen oder einem Hillclimbing Algorithmus²⁵, letzterer mit der Kreuz-Entropie-Methode²⁶. Feldman und Maher (2002a,b) behandeln zudem das Phänomen der Pulkauflösung, d. h. das über die Zeit und den Weg betrachtete „Auseinanderfallen“ einer gemeinsam an einer Lichtsignalanlage gestarteten Gruppe von Fahrzeugen (Pulk), indem

²⁵Der Hillclimbing Algorithmus ist eine gebräuchliche Heuristik nach dem Prinzip der Nachbarschaftssuche: Ausgehend von einer zufällig Initiallösung, sucht er, ähnlich einem Bergsteiger beim Aufstieg zum Gipfel (Maximum der Zielfunktion), den nächsten Punkt in der Lösungsumgebung, der ihn auf direktem (steilstem) Weg dem Gipfel näher bringt. Um dabei nicht auf einem lokalen Maximum „hängen zu bleiben“, sollte der Algorithmus mit mehreren Initiallösungen wiederholt werden.

²⁶Die Kreuz-Entropie-Methode ist ein iteratives Verfahren der stochastischen Optimierung: Zuerst wird mit einem parametrisierten Zufallsprozess eine Initial-Lösung generiert, anschließend werden die Parameter des Zufallsprozesses solange verändert, bis die jeweils neue Lösung „optimal“ ist.

sie anstatt stückweise linearer Angebots- und Nachfragefunktionen (Abbildung 2.2 auf Seite 22) konkave Potenzfunktionen verwenden.

Zhang u. a. (2007) lösen das Optimierungsproblem mit Hilfe einer simulationsbasierten Optimierung (engl. simultaneous perturbation stochastic approximation, SPSA). Diese erfordert keine Berechnung des Gradienten der Zielfunktion, sondern bestimmt die nächste Lösung im Lösungsraum aus der Zielfunktion und den aktuellen Werten der Entscheidungsvariablen. Als Wirkungsmodell dient das CTM, die Zielfunktion bildet die Minimierung der Gesamtverlustzeit (analog zu Gleichung (2.34)).

Pohlmann (2010) entwickelt in seiner Dissertation ein Verfahren zur Online-Steuerung von Lichtsignalanlagen in einem Hauptstraßennetz. Die optimalen Steuerungsparameter werden fortlaufend alle 15 Minuten und in Abhängigkeit der aus Zähldaten von Induktionsschleifendetektoren geschätzten Verkehrsnachfragematrix neu bestimmt. Das CTM ist das Wirkungsmodell zur Berechnung der Verlustzeiten in den einzelnen Zellen (Gleichung (2.32) auf Seite 37), die Minimierung der Gesamtverlustzeit (Gleichung (2.34)) ist die Zielfunktion. Die Lösung der Zielfunktion erfolgt entweder mit den beiden Genetischen Algorithmus in Almasri (2006) oder mit einer selbst entwickelten Heuristik, genannt sequenzielle Enumeration. Hinsichtlich der Lösungsgüte stellt Pohlmann (2010) keine gravierenden Unterschiede zwischen den drei Verfahren fest. Getestet wird das Steuerungsverfahren in zwei Teilnetzen des Hauptstraßennetzes von Hannover, dem Teilnetz List mit acht Lichtsignalanlagen bzw. dem Teilnetz Südstadt mit sechs Lichtsignalanlagen. Die CTM-Parameter $v_f = w = 50$ oder 30 km/h , $Q = 1800 \text{ Kfz/h}$ und $k_{max} = 166,7 \text{ Kfz/km}$ führen zu einer guten Überstimmung der simulierten Verkehrsstärken und Verlustzeiten im Vergleich mit dem mikroskopischen Verkehrsflusssimulator AIMSUN (TSS TSS). Da bei den meisten innerstädtischen Knotenpunkten eine Verbindung von einer Zufahrt mit mehr als zwei Ausfahrten erfolgt (bzw. umgekehrt) und deren Abbildung im CTM mit den ursprünglichen drei Verbindungstypen von Daganzo (1995a) (Abbildung 2.4 auf Seite 22) nicht möglich ist, entwickelt Pohlmann (2010) zwei weitere Verbindungstypen: Einen mit einer Vorgänger- und drei Nachfolgerzellen, und einen mit drei Vorgänger- und einer Nachfolgerzelle. Mit ihnen lässt sich die Topologie jedes vierarmigen Knotenpunktes einfach in das CTM übertragen. Flussbeschränkende Vorfahrtregelungen können dabei nur für einen linksabbiegenden Strom mit vorfahrtberechtigten Gegenströmen berücksichtigt werden. Basierend auf den Überlegungen von Siegloch (1973) wird die Anzahl an linksabbiegenden Fahrzeugen n innerhalb des aktuellen Zeitintervalls t bestimmt zu:

$$n = \frac{\Delta t - t_0}{t_f}. \quad (2.36)$$

Δt ist dabei der Erwartungswert der mittleren Zeitlücken in den Gegenströmen, berechnet als Kehrwert der Verkehrsstärke, t_f ist die Folgezeitlücke (2 s) und für t_0 gilt $t_0 = t_g - \frac{t_f}{2}$ mit t_g als Grenzzeitlücke (4 s). In der Realität unterliegen die Zeitlücken in den Gegenströmen jedoch einer stochastischen Verteilung, somit leisten die einzelnen Zeitlücken auch unterschiedliche Beiträge zur Kapazität des linksabbiegenden Stroms. Es ist daher zu vermuten, dass die Annahme einer konstanten Zeitlücke in den Gegenströmen die Kapazi-

tät des linksabbiegenden Stroms überschätzen wird. Zudem sollte die Nebenbedingung $\Delta t \geq t_0$ ergänzt werden, um negative Ergebnisse der Gleichung (2.36) auszuschließen.

Li und Tao (2011) und Li (2011) optimieren die Steuerungen für vier Lichtsignalanlagen entlang einer Hauptstraße in Washington D.C. (USA) mit den Entscheidungsvariablen Umlaufzeit, Grünzeitverteilung und Versatzzeit. Die Minimierung der Gesamtverlustzeit (Gleichung (2.34)) ist die Zielfunktion, als Lösungsheuristik dient ein Genetischer Algorithmus. Zusätzlich wird eine Erweiterung des CTM zur Modellierung des Verkehrsflusses im Bereich von separaten Linksabbiegestreifen in Knotenpunktzufahrten präsentiert. Der Gleichungssatz soll den Blockadeeffekt eines Linksabbiegerstroms in der Zufahrt abbilden, der entsteht, wenn sich der Linksabbiegerstrom über die Aufstelllänge seines Linksabbiegestreifens hinaus in den Hauptstrom zurück staut (und umgekehrt). Unklar ist jedoch, worin der Vorteil dieser Vorgehensweise gegenüber einer Editierung des Linksabbiegestreifens als separate Kante im Netz bestehen soll. Der Blockadeeffekt wäre dann auch mit den ursprünglichen Gleichungen des CTM (2.19) auf Seite 24 vollständig abbildbar. Im mikroskopischen Verkehrsflusssimulator CORSIM (McTrans, McTrans) werden die mit dem CTM gefundenen Lösungen gegen Steuerungen verglichen, die mit TRANSYT (TRL-Software, TRL-Software) optimiert wurden. Dem Ergebnis, die CTM-Lösungen seien in allen untersuchten Szenarien den TRANSYT-Lösungen überlegen, sind jedoch zwei Tatsachen kritisch entgegen zu halten: Erstens hat TRANSYT kein CTM als Wirkungsmodell; zweitens muss beim Vergleich der unterschiedlichen Lösungen außerhalb ihrer eigenen Simulationsumgebung vorab überprüft werden, ob der Referenzzustand (d. h. der Verkehrsfluss im Ist-Zustand) in den unterschiedlichen Verkehrsflussmodellen bzw. -simulatoren identisch wiedergegeben wird.

2.3 Synthese

Dieses Kapitel umfasst die Synthese der theoretischen Grundlagen der Verkehrsflussmodellierung mit dem CTM (Kapitel 2.1) und der durchgeführten Literaturrecherche und -analyse ausgewählter wissenschaftlicher Arbeiten (Kapitel 2.2). Es beschreibt zunächst die wesentlichen Stärken und Einschränkungen des CTM (Kapitel 2.3.1 und 2.3.2) und zeigt dann den identifizierten Forschungsbedarf und den Beitrag dieser Arbeit zum Fortschritt von Forschung und Entwicklung auf (Kapitel 2.3.3).

2.3.1 Stärken des CTM

Das makroskopische Verkehrsflussmodell CTM besitzt vier wesentliche Stärken.

Einfache Modellgleichungen. Das CTM nach Daganzo (1994, 1995a) besteht im Wesentlichen nur aus dem rekursiven Gleichungspaar ((2.15), (2.16) auf Seite 23f.) und den drei flussbestimmenden Gleichungen für Aus- bzw. Einfahrten ((2.25), (2.19) bzw. (2.23) auf Seite 25ff.). Dennoch garantieren sie eine eindeutige Lösung für die zugrundeliegende partielle Differenzialgleichung des LWR-Modells (2.7) auf Seite 19. Dies ist vermutlich der wichtigste Grund für die starke Verbreitung des CTM als effizientes Wirkungsmodell in verkehrlichen Optimierungsproblemen.

Maximal vier unabhängige Modellparameter. Im Allgemeinen sind einfache Modellgleichungen nur durch eine starke Abstraktion der Strukturen und Verhaltensweisen des abzubildenden realen Systems zu erreichen. Im Falle des CTM ist diese Abstraktion die stückweise Linearisierung der Nachfrage- und Angebotsfunktionen, die ein dreieckiges bzw. trapezförmiges Fundamentaldiagramm erzwingt. Dies erweist sich im praktischen Einsatz des CTM als großer Vorteil, da auch nur drei (Dreieck) bzw. vier (Trapez) unabhängige Modellparameter zu kalibrieren sind. Die Literaturanalyse ergab, dass die Mehrheit der CTM, die anhand von empirischen Verkehrsdaten kalibriert wurde, dreieckige Fundamentaldiagramme besaßen (Chow u. a., 2010; Monsere und Li, 2011; Muñoz u. a., 2003, 2004; Torné u. a., 2011; Sumalee u. a., 2011). Die Praktikabilität und Gültigkeit dreieckiger Fundamentaldiagramme postulieren auch weitere wichtige wissenschaftliche Arbeiten (Blandin u. a., 2009; Daganzo u. a., 2011; Dervisoglu u. a., 2009; Leclercq, 2005; Lin und Lo, 2003; Newell, 1993a,b) und Lehrbücher (Cassidy, 2003; Daganzo, 1997; Treiber und Kesting, 2010) zur makroskopischen Verkehrsflussmodellierung.

Realistischer unimodaler Verkehrsfluss. Das CTM bzw. seine auf ihm beruhenden Modellerweiterungen bilden – eine erfolgreiche Kalibrierung und Validierung vorausgesetzt – den unimodalen Verkehrsfluss auf amerikanischen Autobahnen und Hauptstraßen realistisch ab (Chow u. a., 2010; Muñoz u. a., 2006). Dieser Vorteil ergibt sich hauptsächlich aus der Tatsache, dass der Abfluss aus einer Zelle, neben der Nachfrage und der Kapazität, auch vom Angebot in der Nachfolgerzelle abhängig ist (Prinzip zwischen Nachfrage und Angebot gemäß Gleichung (2.10) auf Seite 23).

Realistische Warteschlangen. Insbesondere beim Einsatz in Hauptstraßennetzen mit lichtsignalgesteuerten Knotenpunkten zeigt das CTM seine wohl größte Stärke: Eine realistische räumlich-zeitliche Abbildung von Warteschlangen. Generell wird zwischen einer vertikalen und einer horizontalen Abbildung von Warteschlangen unterschieden. Bei der vertikalen Abbildung (engl. point queue) haben die Fahrzeuge keine physikalische Länge und stauen sich am Ende der Kante vertikal übereinander. Diese Abbildungsweise ist weitverbreitet und sehr robust, weil sich die Länge der Warteschlange hauptsächlich aus der Zuflussrate in die Kante und der Abflussrate in die Nachfolgerkante berechnet; sie vernachlässigt aber die stromaufwärts gerichtete Propagierung der Warteschlange, sodass es niemals zu einem Überspringen des Staus auf die Vorgängerkante (engl. spill back) kommt (Kuwahara und Akamatsu, 2001). In der Realität kommt diese Situation, insbesondere bei kleinen Knotenpunktabständen oder kurzen Linksabbiegestreifen, häufig vor, nicht selten mit dem verheerenden Effekt, dass sich der Stau durch das gesamte Netz ausbreitet. Das CTM indes bildet die Warteschlangen nicht vertikal, sondern horizontal und mit konkreter physikalischer Länge ab. Erreicht im CTM ein Stau das stromaufwärtige Kantenende der betroffenen Kante, reduziert er das Angebot in der zugehörigen Zelle. Gemäß Gleichung (2.15) auf Seite 23 wird der Abfluss aus der stromaufwärtigen Vorgängerkante beschränkt und der Stau springt auf die Vorgängerkante über.

2.3.2 Einschränkungen des CTM

Im praktischen Gebrauch stehen den Stärken des CTM fünf Einschränkungen gegenüber, die jedoch nicht als Nachteile des CTM zu verstehen sein sollen: Sie sind unabänderliche, modellimmanente Eigenschaften des zugrundeliegenden LWR-Modells.

Keine flussunabhängige Geschwindigkeit. Gemäß dem zentralen Axiom des LWR-Modells ist die Verkehrsstärke allein abhängig von der Verkehrsdichte (Gleichung (2.3) auf Seite 18). Aus dem fundamentalen Zusammenhang $q = k \cdot v$ (Gleichung (2.1)) ergibt sich dann, dass auch die Geschwindigkeit im CTM *ausschließlich* von der Verkehrsdichte abhängig ist. Hieraus resultieren zwei Einschränkungen: (1.) Im CTM wechselt der Verkehrsfluss, und damit auch die ihn repräsentierenden Fahrzeuge, augenblicklich und unverzüglich (engl. *instantaneously*) von einem Zustand in den anderen, was physikalisch unmöglich, weil unendlich große Beschleunigungs- bzw. Verzögerungswerte bedingt. Durch Leclercq (2007) und Leclercq u. a. (2002) wurden zwar Modellerweiterungen des LWR-Modells zur Begrenzung der Beschleunigung des ersten Fahrzeuges eines startenden Pulks bzw. der Verzögerung des ersten Fahrzeuges eines bremsenden Pulks entwickelt, jedoch steht der Beweis für die allgemeingültige Richtigkeit hierfür noch aus. (2.) Eine energieeffiziente, vorausschauende Fahrweise der Kraftfahrer, z. B. ein „Ausrollen“ vor einem weithin sichtbaren roten Signalgeber, ist nicht modellierbar. Im CTM fahren die Fahrzeuge stets mit der maximalen Geschwindigkeit, welche unter der vorherrschenden Verkehrsdichte möglich ist.

Keine stromaufwärtige Pulkauflösung. Weil die Geschwindigkeit im CTM flussunabhängig ist, ist das auf mehrstreifigen Hauptstraßen häufig zu beobachtende Phänomen des über die Zeit und den Weg betrachteten „Auseinanderfallens“ einer gemeinsam an einer Lichtsignalanlage gestarteten Gruppe von Fahrzeugen (Pulk) nur teilweise abbildbar. An der Spitze des Pulks lösen sich die Kraftfahrer ab, die eine Wunschgeschwindigkeit oberhalb der mittleren Wunschgeschwindigkeit haben (und aufgrund der geringeren Verkehrsdichte auch fahren können). Dieser Effekt lässt sich im CTM durch die Wahl einer konkaven nichtlinearen Nachfragefunktion erzielen (Feldman und Maher 2002a,b; Shen u. a. 2008). Es ist jedoch unmöglich, den gleichen Effekt am Schluss des Pulks abzubilden, wo die langsamen Kraftfahrer mit einer Wunschgeschwindigkeit unterhalb der mittleren Wunschgeschwindigkeit zurückfallen. Ein Verkehrsfluss geringerer Verkehrsdichte ist im CTM *niemals* langsamer als ein Fluss höherer Verkehrsdichte; ein (notfalls erzwungen) abgetrennter Schluss des Pulks mit geringer Verkehrsdichte wird den Hauptteil mit höherer Verkehrsdichte immer einholen.

Kein capacity drop. In der Realität können in Verkehrsflüssen mit identischer Verkehrsdichte trotzdem unterschiedliche Zeitlückenverteilungen – und somit auch unterschiedliche maximale Verkehrsstärken – beobachtet werden. Ein reales Beispiel für dieses Phänomen ist z. B. auf der Autobahn bei der Stauauflösung nach einem Verkehrszusammenbruch oder an einer Engstelle (vgl. Abbildung 2.5) sowie an einer Lichtsignalanlage beim Freigabezeitbeginn zu beobachten: Wenn Fahrzeuge aus dem Stau bzw. Stillstand

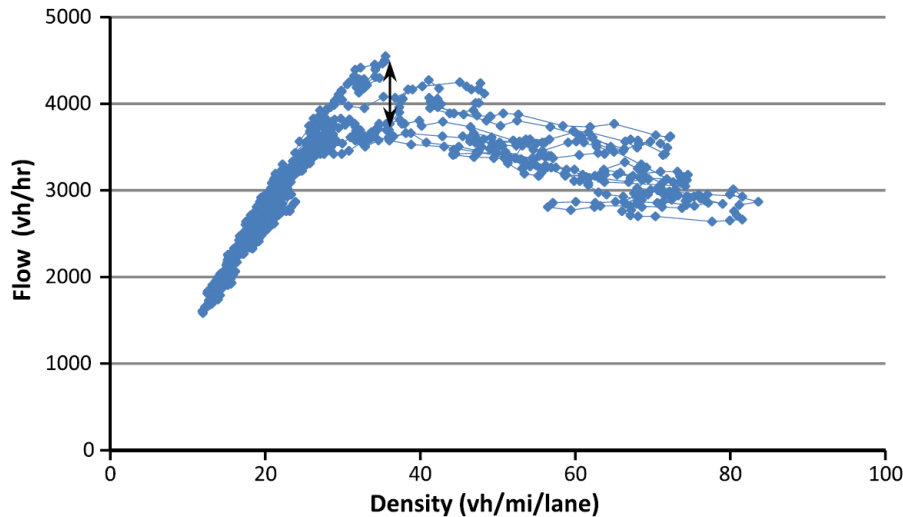


Abbildung 2.5: Fundamentaldiagramm mit Capacity drop (\Downarrow) aus empirischen Messdaten einer Autobahn mit Engstelle [Geroliminis und Sun, 2011].

Die Ordinate ist die Verkehrsstärke [Fz/h], die Abzisse die Verkehrsdichte [Fz/Meile/Fahrstreifen]. Der Pfeil \Downarrow kennzeichnet einen capacity drop: Trotz identischer Verkehrsdichte haben die Verkehrsflüsse unterschiedliche maximale Verkehrsstärken.

beschleunigen und in einen freien Streckenabschnitt einfahren, dann sind die Zeitlücken in diesem Fluss deutlich größer, als in dem Fluss, der unmittelbar vor dem Verkehrszusammenbruch herrschte. Ursachen für dieses Phänomen sind zum einen die Bereitschaft der Kraftfahrer, beim Folgen eines vorausfahrenden Fahrzeugs im dichten Verkehr sehr kleine Zeitlücken zu akzeptieren (das stromabwärtige Verkehrsgeschehen ist bei Durchsicht durch das vorausfahrende Fahrzeug erkenn- bzw. antizipierbar) oder aber zu erzwingen („Drängeln“), und zum anderen unterschiedliche Beschleunigungen der einzelnen Fahrer-Fahrzeug-Einheiten (Brilon u. a., 2005; Treiber und Kesting, 2010). Im CTM ist dieses mikroskopische Verhalten der Kraftfahrer nicht abbildbar, da sich die Geschwindigkeit flussunabhängig allein aus der Verkehrsdichte bestimmt.

Konstante Zelllängen. Durch die erforderliche Diskretisierung des Weges x in gleichgroße Zellen der Länge $\Delta x = v_f \cdot \Delta t$ kann es zu einer erheblichen Diskrepanz zwischen der Länge einer Kante a in der Realität und im CTM kommen: $\Delta l = |l_{a,real} - l_{a,CTM}|$, mit $l_{a,CTM} = \sum_{i \in a} \Delta x$. Diese Einschränkung lässt sich bei Bedarf aber durch die Wahl der Verkehrsdichte als Zustandsvariable umgehen (siehe z. B. Kurzhanskiy u. a., 2009; Muñoz, 2004; Sumalee u. a., 2011). Bedingung ist dann jedoch, dass das Zeitintervall Δt kleiner sein muss als die Zeit, die ein Fahrzeug bei freiem Verkehrsfluss benötigt, um die *kürzeste* Kante des Netzes zu durchfahren, damit die Propagierung des Verkehrsflusses weiterhin die Kontinuitätsforderung nach Gleichung (2.5) auf Seite 19 einhält. Dieses Vorgehen kommt überwiegend bei der Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnabschnitten (Kapitel 2.2.1) zur Anwendung. Bei der Verkehrsflussmodellierung in Hauptstraßennetzen und der Optimierung der Lichtsignalanlagen in Hauptstraßennetzen (Kapitel 2.2.2 und 2.2.3) hingegen ist die freie Geschwindigkeit v_f niedriger und das Zeitintervall sollte sehr klein

sein, um Signalzustände oder Versatzzeiten zeitlich fein genug abbilden zu können. So beträgt die Zelllänge für den Fall $v_f = 50 \text{ km/h}$ und $\Delta t = 1 \text{ s}$ nur 13,9 m. Konstante Zelllängen haben indes auch ihr Gutes: Sie erleichtern die Schätzung der Warteschlangenlänge auf einer Kante, da sich die deterministische Länge der Warteschlange pragmatisch aus der Anzahl an benachbarten Zellen bestimmen lässt, in denen die Geschwindigkeit des Verkehrsflusses einen Grenzwert unterschreitet.

Keine Multi-Modalität. Bei der Literaturrecherche wurden nur die stark vereinfachten Ansätze von Aswakul und Tuerprasert (2008, 2010) gefunden, um multimodale Verkehrsflüsse mit dem CTM abzubilden. Dieser Umstand wird für diese Arbeit aber nicht als nachteilig bewertet und vernachlässigt, da der Anteil des Schwerverkehrs an der Verkehrszusammensetzung auf einer deutschen Hauptstraße in der Regel deutlich unter 10 % liegen sollte, sofern in ihrer Nähe keine bedeutenden Quellen und Ziele des Schwerverkehrs liegen oder sie eine Ortsdurchfahrt ist. Als pragmatischer Ansatz zur Berücksichtigung des Einflusses des Schwerverkehrs auf den Verkehrsablauf könnte seine Verkehrsnachfrage in ein äquivalentes Pkw-Verkehrsaufkommen umgerechnet werden, z. B. gemäß dem Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, 2009: Kapitel 7, Knotenpunkte ohne Lichtsignalanlage, Tabelle 7-2) oder im Highway Capacity Manual (HCM, 2010, Stichwort „passenger car equivalent“).

2.3.3 Identifizierter Forschungsbedarf und Beitrag dieser Arbeit zum Fortschritt von Forschung und Entwicklung

Das CTM ist ein leistungsfähiges Verkehrsflussmodell, es könnte die Beantwortung vieler Fragestellungen zur Verkehrszustandsanalyse und -prognose für Hauptstraßennetzen ermöglichen. Es besteht aber noch Forschungsbedarf bei fünf Aspekten, damit es diesen Beitrag auch leisten kann. Zu jedem Aspekt steht im Folgenden eine Erläuterung sowie eine kurze Beschreibung der entwickelten Modellerweiterung als Beitrag dieser Arbeit zum Fortschritt von Forschung und Entwicklung; detaillierte Beschreibungen der entwickelten Modellerweiterungen folgen in Kapitel 3.

Realistische Modellierung der Warteprozesse an Knotenpunkten. Warteprozesse an Knotenpunkten sind mit großem Abstand die Hauptverursacher für Fahrtzeitverluste von Fahrzeugen bei ihrer Fahrt durch ein Straßennetz, sei es in einem Autobahnnetz mit Ein- und Ausfahrten oder in einem Hauptstraßennetz mit unsignalisierten oder lichtsignalgesteuerten Knotenpunkten. Der realistischen Modellierung dieser Interaktionen im CTM wurde bei den meisten wissenschaftlichen Arbeiten bisher nur geringe Beachtung gewidmet: Arbeiten zu Hauptstraßennetzen beschränken sich bei den verwendeten Flussbeschränkungen fast ausschließlich auf die grundlegende Gleichung zur Bestimmung des Abflusses aus einer Zelle (Gleichung (2.15) auf Seite 23) sowie ihrer Adaption zur Berücksichtigung der zeitweiligen Sperrung der Einfahrt in den Knotenpunkt während der Sperrzeit (Gleichung (2.28) auf Seite 30); beide entstammen der Ur-Veröffentlichung des CTM von Daganzo (1995a). Dies ist nicht unbedingt als „Versäumnis“ der Autoren zu

werten, denn diese Gleichung war aufgrund der Gegebenheiten in den realen Anwendungsfällen ohne Einschränkungen gültig, weil z. B. die Linksabbieger eine eigene Phase hatten oder ein Einbahnstraßennetz simuliert wurde. In Deutschland stellt dies jedoch nicht den Regelfall dar: Eine durch von Mörner u. a. (2009) in 13 deutschen Städten durchgeführte Befragung ergab, dass in der Hälfte der untersuchten Städte weniger als 40 % der Lichtsignalanlagen eine eigene Phase für Linksabbieger besaßen. Es kann festgehalten werden, dass Warteprozesse von Fahrzeugen, die auf Zeitlücken in höherrangigen Strömen angewiesen sind, an allen innerörtlichen Knotenpunkten in Deutschland die Regel sind. In der ausgewerteten Literatur finden sich aber lediglich vier Ansätze zur Modellierung von Flussbeschränkungen für bedingt verträgliche Linksabbiegerströme (Beard und Ziliaskopoulos, 2006; Chen u. a., 2010; Long u. a., 2008; Pohlmann, 2010). Von diesen ist nur der von Pohlmann (2010) unmittelbar – aber deterministisch – abhängig von der Verkehrsstärke der Gegenströme.

Des Weiteren sind die ursprünglichen drei Verbindungstypen des CTM (Daganzo, 1995a; Abbildung 2.4 auf Seite 22) bei der Netzedition eines größeren deutschen Hauptstraßennetzes zu unflexibel und damit unpraktikabel. Die von Alecsandru (2006) ergänzend entwickelte Verbindungstypen sind aber hinsichtlich der Modellierung des Verkehrsflusses als zweifelhaft zu bewerten. Der neue Verbindungstyp von Pohlmann (2010) verbindet eine Vorgängerzelle mit drei Nachfolgerzellen und deckt damit schon einen Großteil aller realen Knotenpunktstopologien ab. Bei großen Knotenpunkten sind indes vier oder mehr Fahrstreifen in den Zufahrten keine Seltenheit und die Anwendung dieses Verbindungstyps ist dann nur mit Hilfe von Zwischenzellen möglich.

Beitrag dieser Arbeit: Aufbauend auf Flötteröd und Nagel (2005), wurde mit Gunnar Flötteröd²⁷ der Algorithmus 3.4 auf Seite 70 zur Modellierung des Verkehrsflusses in Knotenpunkten entwickelt, implementiert und getestet, der (1.) konsistent mit dem LWR-Modell ist, (2.) eine beliebige Anzahl von Zu- bzw. Ausfahrten abbilden kann und (3.) die Warteprozesse aller Verkehrsströme realistisch abbildet (Flötteröd und Rohde, 2011).

Stochastische Verkehrsnachfrage. Der einfachste Weg, die zu simulierende Verkehrsnachfrage an ihrer Quelle in das CTM einzuspeisen, ist die proportionale Aufteilung der innerhalb des Zeitraums T in das Netz einfahrenden Anzahl von Fahrzeugen N auf das Zeitintervall Δt , sodass die konstante Zuflussrate q entsteht. Schon Chang (1998) bewertet diese deterministische Abbildung als nachteilig, da die Verkehrsnachfrage in der Realität stochastisch ist. Abgesehen von der Realitätsferne hat dieses Vorgehen noch einen weiteren Nachteil, wenn der Verkehrsfluss am Ende der an die Quelle anschließenden Kante auf eine festzeitgesteuerte Lichtsignalanlage trifft. Dann liegt nämlich ein $D/D/1$ -Wartemodell²⁸ vor; die räumlich-zeitliche Veränderung der Warteschlange ist während der Simulationsdauer streng deterministisch, und der Auslastungsgrad r der Lichtsignalanlage berechnet sich zu:

²⁷Assistant professor (tenure track), Division of Traffic and Logistics, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

²⁸Die Klassifizierung von Wartemodellen erfolgt i. A. gemäß der Notation von Kendall (1953). In einem $A/B/n$ -Modell kennzeichnet A die Verteilungsart der Zeitlücken im Ankunftsprozess, B die Verteilungsart der Bedien- oder Servicezeiten und n die Anzahl der Bedien- oder Servicestellen. Für A und B kennzeichnet D eine deterministische und M eine stochastische Verteilung.

$$r = \frac{q \cdot t_U}{Q \cdot t_F} \quad [-], \quad (2.37)$$

wobei q die Zuflussrate, t_U die Umlaufzeit, Q die Kapazität der Zelle, in der sich die Haltelinie befindet, und t_F die Freigabezeit sind. Die räumlich-zeitliche Veränderung der Warteschlange ergibt sich aus Summenbetrachtungen der zu- und abfließenden Fahrzeuge. Solange $r < 1$ ist, kann sich die Warteschlange, die sich während der Sperrzeit gebildet hat, in der Freigabezeit vollständig wieder auflösen. Bei $r = 1$ ist der Grenzzustand erreicht, d. h. der Zufluss innerhalb eines Umlaufs entspricht exakt der maximalen Anzahl an Fahrzeugen, die in einer Freigabezeit die Lichtsignalanlage passieren kann. Ist der Zufluss nur minimal größer als diese Anzahl, so ist $r > 1$ und die Warteschlange kann sich innerhalb eines Umlaufs nicht mehr komplett auflösen. Es verbleibt ein Reststau und die Warteschlange wird in den nächsten Umläufen immer länger bis sie, sollte es keine Änderungen in der Zuflussrate geben, irgendwann den Anfang der Kante erreicht und den Abfluss aus den stromaufwärtigen Vorgängerkanten blockiert. Die Folge ist das Überspringen des Staus auf die Vorgängerkante (engl. spill back), der sich über die Zeit im Netz ausbreiten wird. Bei der praktischen Anwendung des CTM kann es deshalb vorkommen, dass die in der Realität beobachtete Verkehrsnachfrage gar nicht simuliert werden kann, ohne z. B. unrealistische Werte für die Kapazität Q anzunehmen.

Beitrag dieser Arbeit: Alternativ zur deterministischen Einspeisung der Verkehrsnachfrage kann mit Hilfe des entwickelten Algorithmus 3.2 auf Seite 58 die Verkehrsnachfrage so in das CTM eingespeist werden, dass sie einem Verkehrsfluss mit stochastischer Verteilung der Zeitlücken zwischen den Fahrzeugen entspricht. Diese Alternative hat zwei Vorteile: (1.) Der Verkehrsfluss am Eingang des System ist realistisch und (2.) ein Reststau aus einem überlasteten Umlauf wächst im Gegensatz zu einem $D/D/1$ -Wartemodell in den nachfolgenden Umläufen nicht zwangsläufig weiter an, sondern kann sich selbstständig wieder abbauen, wenn in diesen Umläufen die Summe der wartenden und zufließenden Fahrzeuge kleiner ist als die Summe der maximal abfließenden Fahrzeuge $Q \cdot t_f$.

Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung.

Die Abbildung festzeitgesteuerter Lichtsignalanlagen ist im CTM sehr einfach realisierbar, da die Freigabe- und Sperrzeiten innerhalb eines Umlaufs konstant verteilt sind. Auf vielen deutschen Hauptstraßen operieren jedoch Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung, die mittels Sensorik (z. B. Induktionsschleifendetektoren) Kenngrößen des Verkehrsfluss erfassen und davon anhängig ihre Steuerung anpassen können. Häufig ermöglichen diese Lichtsignalanlagen speziell ÖPNV-Fahrzeugen (oder auch Rettungsfahrzeugen) eine haltfreie Durchfahrt. Damit diese sogenannte ÖPNV-Priorisierung funktioniert, muss die Lichtsignalanlage zusätzlich über Sensorik (z. B. Funkbaken) zur Positionsbestimmung der ÖPNV-Fahrzeuge verfügen. Der Anteil Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung dominiert mittlerweile den Gesamtbestand deutlich: Friedrich (2009) ermittelte in einer Befragung von 21 deutschen Städten, dass 63 % der dortigen Lichtsignalanlagen eine lokale verkehrsabhängige Steuerung haben, ungefähr die Hälfte davon mit ÖPNV-Priorisierung; in Dresden waren im Jahr 2004 sogar 97 % der Lichtsignalanlagen verkehrsabhängig gesteuert, 87 % davon mit ÖPNV-Priorisierung (Krimm-

ling, 2007). Damit das CTM in Deutschland allgemeingültig zur Modellierung des Verkehrsflusses in Hauptstraßennetzen angewendet werden kann, muss es also auch verkehrsabhängige Lichtsignalanlagen und deren simulieren können.

Beitrag dieser Arbeit: Im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsprojekts „EmoSIV+“ (Schüler u. a., 2011) wurde vom Autor eine allgemeingültige Modellerweiterung zur Simulation von Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung für das CTM entwickelt (Kapitel 3.5.3). Für Lichtsignalanlagen mit ÖPNV-Priorisierung wurde für die Positionsbestimmung von ÖPNV-Fahrzeugen das Prinzip der Verfolgung masseloser Partikel (Kapitel 3.6) entwickelt.

Weitere praxisrelevante Bewertungsgrößen. Im Zuge des stärkeren Bewusstseins der ökologischen Wirkungen des Verkehrs wäre die Abschätzung der zeitlich-lokalen Entstehung des Kraftstoffverbrauchs und der Luftemissionen in einem Hauptstraßennetz mit dem CTM eine aus planerischer Sicht wünschenswerte Anwendung. Die Erfüllung dieses Wunschs ist jedoch aufgrund zwei zentraler Aspekte unmöglich.

1. Das CTM ist ein makroskopisches Verkehrsflussmodell und kann daher keine Fahrtverläufe von einzelnen Fahrzeugen mit ihren individuellen Eigenschaften (Fahrzeugtyp, Motorleistung, Beschleunigungs- und Verzögerungsvermögen etc.) generieren, die die Eingangsgröße für etablierte und hochentwickelte mikroskopische Emissionsmodellen (z. B. PHEM²⁹, VERSIT+³⁰ oder VT-micro³¹) sind.
2. Mit dem CTM lassen sich die für die Emissionsberechnung elementaren Geschwindigkeiten und Beschleunigungen der Fahrzeuge grundsätzlich abschätzen (siehe „Momentane Geschwindigkeit“ und „Mittlere Beschleunigung“ im Kapitel 3.8.3), diese Mittelwerte gelten jedoch für das Fahrzeugkollektiv in einer Zelle und eignen sich daher nicht als Eingangsgrößen für mikroskopische Emissionsmodelle.

Es gibt zwar einige Emissionsmodelle (z. B. COPERT³²), die mittlere Geschwindigkeiten mit empirisch ermittelten Emissions- und Verbrauchsfaktoren verknüpfen, gemeint ist hier jedoch immer die mittlere Reisegeschwindigkeit bezogen auf den Fahrtverlauf des Fahrzeugs vom Start zum Ziel. Boulter u. a. (2007) stellen für diese Art der Emissionsmodelle als wichtigsten von vier Nachteilen denn auch fest: Völlig verschiedene Fahrtverläufe können trotzdem dieselbe mittlere Reisegeschwindigkeit haben und können daher nicht mit demselben Emissionsfaktor berechnet werden. Dies trifft insbesondere im Stadtverkehr zu, da hier die Reisegeschwindigkeiten vergleichsweise niedrig sind und eine große Diversität der Anfahr- und Abbremsvorgängen herrscht. Auf vier wissenschaftlichen Arbeiten sei an dieser Stelle dennoch hingewiesen, um dem interessierten Leser Ausgangspunkte für zukünftige Forschungen zu geben. Aziz und Ukkusuri (2011)

²⁹Passenger Car and Heavy Duty Emission Model (PHEM), Institut für Verbrennungskraftmaschinen und Thermodynamik, TU Graz. <http://fv.tugraz.at> (18.10.2016).

³⁰VERSIT+, TNO. https://www.tno.nl/media/2451/lowres_tno_versit.pdf (18.10.2016).

³¹Virginia Tech Microscopic, Virginia Tech Transport Institute. <https://sites.google.com/a/vt.edu/hrakha/software> (18.10.2016).

³²Computer programme to calculate emissions from road transport (COPERT), European Environment Agency. <http://www.emisia.com> (18.10.2016).

präsentieren einen Ansatz für eine dynamische Verkehrsumlegung mit dem CTM, bei der die CO-Emissionen und die Reisezeiten minimiert werden; die Eingangsgrößen für das verwendete Emissionsmodell MOBILE 6.2³³ sind die mittleren momentanen Geschwindigkeiten in den Zellen. Zhang und Yin (2011) teilen bei ihrem Ansatz zur NO_x- und Verlustzeitminimalen Optimierung von Lichtsignalanlagen das Fundamentaldiagramm ihres CTM in vier Bereiche auf, denen sie vier Fahrmodi (Fahren, Beschleunigen, Verzögern und Leerlauf) samt empirisch ermittelter Emissionsfaktoren zuweisen. Zegeye u. a. (2013) koppeln das makroskopische Verkehrsflussmodell METANET³⁴ mit dem mikroskopischen Emissionsmodell VT-micro zur Berechnung von CO-, HC-, und NO_x-Emissionen sowie des Kraftstoffverbrauchs. Schnabel u. a. (2001) ermitteln empirische Werte für den Kraftstoffmehrverbrauch pro Halt in Abhängigkeit der Ausgangsgeschwindigkeit und der Fahrweise (ca. 4 bis 25 ml je Halt) sowie den Leerlaufverbrauch eines Pkw (ca. 0,9 l/h).

Die wohl wichtigste praxisrelevante Bewertungsgröße ist die Verlustzeit, die in zwei weit verbreiteten Standardregelwerken, dem amerikanischen Highway Capacity Manual (HCM, 2010) und dem deutschen Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, 2009), die zentrale Bewertungsgröße in den Verfahren zur Bewertung des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten. Diese Bewertungsgröße lässt sich aus den beiden wesentlichen Variablen des CTM, der Zustandsvariable n (aktuelle Anzahl an Fahrzeugen in einer Zelle) und dem Verkehrsfluss aus bzw. in die Zelle direkt berechnen (Gleichung (2.33) auf Seite 37).

Weitere praxisrelevante Bewertungsgrößen, insbesondere zur Bewertung des Verkehrsablaufs entlang koordinierter Hauptstraßenzüge (Grüne Welle), sind der Prozentsatz der Durchfahrten ohne Halt bzw. die Anzahl der Halte (HBS, 2009) oder die Reisegeschwindigkeit (Schnabel, 2011). Der Kraftstoffverbrauch eines Kraftfahrzeuges wird nämlich hauptsächlich davon beeinflusst, wie oft es halten muss, und nicht, wie lange³⁵. Für die Anzahl der Halte im CTM steht nach der von Lin und Wang (2004) aufgestellten, aber empirisch nicht bewiesenen Approximation (Gleichung (2.35) auf Seite 39), mit der Arbeit von Papapanagiotou u. a. (2013) noch ein weiterer Ansatz zur Berechnung dieser wichtigen Bewertungsgröße zur Verfügung.

Beitrag dieser Arbeit: Der Beitrag ist zweifach: (1.) Es wurde eine Methodik zur Berechnung der Anzahl der Halte im CTM entwickelt und empirisch validiert (Kapitel 3.9, Seite 105); (2.) die mittlere Reisegeschwindigkeit kann fortan durch die Division der mittleren Reisezeit (Kapitel 3.9, Seite 103) durch die Kantenlänge berechnet werden.

Empirische Kalibrierung und Validierung. Von allen in Kapitel 2.2 analysierten Arbeiten belegt allein Muñoz u. a. (2006) die realistische Modellierung des Verkehrsfluss im CTM, allerdings nur für seinen ursprünglichen Anwendungsfall, d. h. auf einem Autobahnabschnitt. Eine Überprüfung der realistischen Modellierung des Verkehrsflusses mit dem CTM in Hauptstraßennetzen findet sich in keiner der analysierten Arbeiten.

³³MOBILE6 Vehicle Emission Modeling Software, U.S. Environmental Protection Agency (EPA). <http://www.epa.gov/otaq/m6.htm> (18.10.2016).

³⁴Modèle d'Ecoulement du Trafic Autoroutier: NETWORK (Messmer und Papageorgiou, 1990).

³⁵Ein Mittelklasse-Pkw mit Benzinmotor hat bei einer Ausgangsgeschwindigkeit von 50 km/h einen Zyklusmehrverbrauch von 17 ml pro Halt und von 0,1944 ml pro Sekunde im Leerlauf; hinsichtlich des Kraftstoffverbrauchs entspricht ein eingesparter Halt der Reduzierung der Wartezeit um 87 s (Schnabel, 2011).

Beitrag dieser Arbeit: In Kapitel 4 werden allgemeine Hinweise zur Kalibrierung und Validierung des CTM für Hauptstraßennetze gegeben sowie sechs verkehrliche Kenngrößen und vier praxisrelevante Bewertungsgrößen definiert. Für jede Kenngröße wird ihre Berechnungsvorschrift im CTM angegeben, eine empirische Erhebungsmethode beschrieben bzw. entwickelt und ein Bewertungskriterium vorgeschlagen. Die praktische Umsetzbarkeit dieses Vorgehens wird in einem realen Anwendungsfall bewiesen.

Kapitel 3

Modellbeschreibung und -erweiterungen

3.1 Netzmodell

Ein Verkehrsnetz wird im CTM als Graph $G = (V, E)$ abgebildet, der aus einer Menge an Knoten V (engl. vertices oder nodes) bzw. Kanten E (engl. edges, arcs oder links) besteht. Im Sinne der Graphentheorie ist G ein gerichteter Graph ohne Mehrfachkanten: Eine Kante verbindet einen Anfangs- und einen Endknoten, wodurch die Fahrtrichtung der Kante festgelegt ist, und zwischen einem Anfangspunkt V_1 und einem Endknoten V_2 befindet sich immer genau eine Kante. Die Kanten des Graphen repräsentieren die Straßen bzw. deren einzelnen Fahrstreifen mit ihren wesentlichen topologischen Eigenschaften und physikalischen Einflüssen auf den Verkehrsfluss. Die Knoten des Graphen sind lediglich Verknüpfungspunkte zwischen den Kanten, d. h. der Verkehrsfluss fließt ohne jeglichen Einfluss durch die Knoten hindurch, denn der Endknoten einer Kante ist gleichzeitig der Anfangsknoten der Nachfolgerkante(n).

Bei der Menge der Knoten V werden die Quellknoten als Teilmenge $Q \subseteq V$ definiert. Von diesen Knoten fließt die zu simulierende Verkehrsnachfrage in die erste Zelle der angeschlossenen Kante(n) ein. Innerhalb der Knotenpunkte des Verkehrsnetzes repräsentieren „Knotenstromkanten“ die realen Abbiegebeziehungen. Ihre Menge $K \subseteq E$ ist Teilmenge von E , denn sie transportieren keinen Verkehrsfluss, sondern dieser springt von den Endknoten der zuführenden Kanten an die Anfangsknoten der abführenden Kanten. Der Einfluss räumlicher Gegebenheiten und Fahrmanöver innerhalb der Knotenpunkte, d. h. die Anzahl der sich im Knotenpunkt aufstellenden Fahrzeuge und deren Abbiegeschwindigkeiten, wird dadurch nicht vernachlässigt; er entsteht implizit bei der Modellierung des Verkehrsfluss auf den zuführenden Kanten durch die Ausprägung ihrer Kapazitätsbeschränkungsfunktion.

Abbildung 3.1 zeigt die Abbildung eines realen, vierarmigen Knotenpunkts mit dem Netzmodell des CTM: Der Knotenpunkt besitzt vier Quellknoten an den Netzrändern und vier Knotenpunktarme, deren Abbiegestreifen als einzelne Kanten abgebildet sind; in der Mitte befindet sich der Knotenpunktbereich, in dem sich der Verkehr gemäß der Knotenstromkanten verteilt.

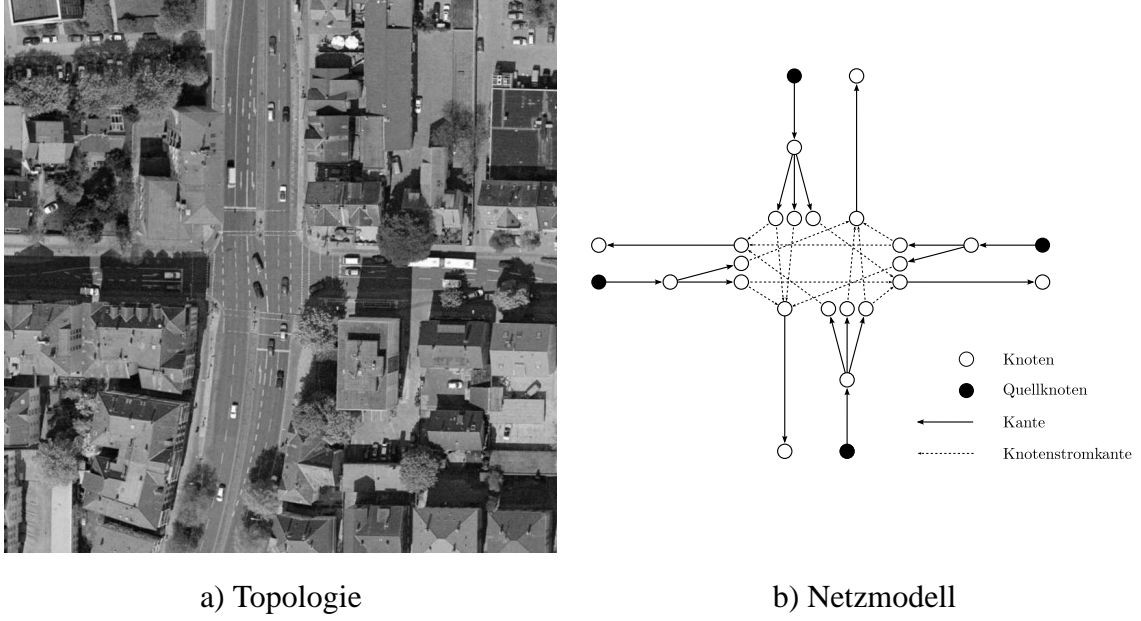


Abbildung 3.1: Abbildung eines realen Knotenpunkts mit dem Netzmodell des CTM. a) Topologie im Luftbild [Google.Maps] und b) zugehöriges Netzmodell.

3.2 Modellierung des Verkehrsflusses auf den Kanten

Die Modellierung des Verkehrsflusses auf den Kanten des Netzmodells erfolgt gemäß den Prinzipien des CTM von Daganzo (1994, 1995a) in Kapitel 2.1.2. Diese Modellierung beruht auf einer Diskretisierung der Zeit in Zeitschritte t der Länge Δt und des Weges x in gleichgroße Zellen der Länge Δx . Die Länge eines Zeitschritts entspricht dem bei den Eingangsdaten festgelegten Zeitintervall Δt [s], die Länge einer Zelle ist Δx [m] = $v_f \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \cdot \Delta t$ [s]. Jede Kante a ($a \in E \wedge a \notin K$) des Netzmodells wird in eine Folge von Zellen i umgerechnet, deren Anzahl sich aus dem Quotienten der Kanten- und der Zelllänge $\left(\frac{l_a}{\Delta x} \right)$ und seiner kaufmännischen Rundung auf die nächste natürliche Zahl bestimmt¹. Die vier flussbestimmenden Parameter der Zellen einer Kante leiten sich aus ihren Kantenparametern ab:

- Freie Geschwindigkeit $v_f \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$ ($= \frac{\Delta x}{\Delta t}$),
- Kapazität Q [Fz] ($= Q_{Kante} \left[\frac{\text{Fz}}{\text{h}} \right] \cdot \frac{1\text{h}}{3600\text{s}} \cdot \Delta t$ [s]),
- Stoßwellengeschwindigkeit $w \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$ und
- maximal mögliche Anzahl an Fahrzeugen N_i [Fz] ($= k_{max} \cdot \Delta x$).

Die Anzahl an Fahrzeugen, die innerhalb des aktuellen Zeitschritts t in die stromabwärts liegende Nachfolgerzelle $i + 1$ fließen, ist nach Gleichung (2.15) auf Seite 23:

$$q_{i+1}(t) = \min \left\{ n_i(t), Q_i(t), \frac{w}{v_f} \cdot (N_{i+1} - n_{i+1}(t)) \right\} \quad [\text{Fz}], \quad (3.1)$$

¹Kaufmännische Rundung gemäß DIN1333 (1992) mit der ersten Nachkommastelle als Rundestelle; Gleichung (3.42) garantiert $n_{i,a} \geq 1$.

und demzufolge äquivalent der Verkehrsstärke des Abflusses in $\left[\frac{Fz}{\Delta t}\right]$. Die Propagierung des Verkehrsflusses, d. h. die Anzahl der Fahrzeuge in jeder Zelle i im nächsten Zeitschritt $t + 1$, berechnet sich nach Gleichung (2.16) zu:

$$n_i(t+1) = n_i(t) + q_i(t) - q_{i+1}(t) \quad [Fz]. \quad (3.2)$$

3.3 Modellierung des Verkehrsflusses in den Quellknoten

Die zu simulierende Verkehrsnachfrage wird in den Quellknoten generiert und fließt von hier in die ersten Zelle der angeschlossenen Kante(n) ein. Dieser Zufluss kann hinsichtlich der Verteilungsart der Zeitlücken zwischen den einfahrenden Fahrzeugen in zweierlei Art modelliert werden: Deterministisch, d. h. er unterliegt der vereinfachenden Annahme, dass die Zeitlücken deterministisch verteilt sind, oder stochastisch, was der Verteilungsart in der Realität entspricht.

Deterministischer Zufluss

Der Zufluss ergibt sich aus der proportionalen Aufteilung der innerhalb des Zeitraums T in das Netz einfahrenden Anzahl von Fahrzeugen N auf das Zeitintervall Δt :

$$q_{Nach} = \frac{\frac{N}{T}}{\frac{s}{T}} \cdot \frac{s}{\Delta t} \quad \left[\frac{Fz}{\Delta t}\right] \quad (3.3)$$

Die Nachfrage ist somit in jedem Zeitschritt t konstant, kann jedoch während der Simulationsdauer mehrmals variiert werden. Für eine beispielhafte Verkehrsnachfrage von 720 Fz/h, die in einem CTM mit dem Zeitintervall $\Delta t = 5$ s eingespeist werden soll, ist

$$q_{Nach} = \frac{\frac{720 Fz}{1h}}{\frac{3600s}{1h}} \cdot \frac{5s}{\Delta t} = 1 \frac{Fz}{\Delta t}. \quad (3.4)$$

Für den Abfluss q_i aus dem Quellknoten in die erste Zelle i der zugeordneten Kante müssen die Flussbestimmungen des CTM gemäß Gleichung (3.1) auf Seite 52 gelten:

$$q_i(t) = \min \left\{ n_{Quelle}(t), Q_i(t), \frac{w}{v_f} \cdot (N_i - n_i(t)) \right\} \quad [Fz]. \quad (3.5)$$

Die Anzahl der Fahrzeuge in einem Quellknoten über die Zeit berechnet sich letztlich zu:

$$n_{Quelle}(t+1) = \max \{ 0, n_{Quelle}(t) + q_{Nach}(t) - q_i(t) \} \quad [Fz]. \quad (3.6)$$

Stochastischer Zufluss

Eine allgemein anerkannte Näherung für die Wahrscheinlichkeitsverteilung von m ankommenden Fahrzeugen in einem Verkehrsfluss der mittleren Verkehrsstärke q innerhalb

des Zeitintervalls Δt ist die Poisson-Verteilung:

$$P_{\lambda}(m) = \frac{\lambda^m}{m!} e^{-\lambda} \quad m \in \mathbb{N}_0 \quad (3.7)$$

u. d. N. $\lambda > 0$,

Der Parameter λ der Verteilung ist der Erwartungswert $E[m]$, d. h. die mittlere Anzahl an Fahrzeugen, die im Zeitintervall Δt beobachtet werden: $\lambda = q \cdot \Delta t$. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zeitlücken ergibt sich aus dem Fall, dass *kein* Fahrzeug beobachtet wird, d. h. $m = 0$ in Gleichung (3.7). Die Wahrscheinlichkeit, dass die Zeitlücke Z , d. h. das Zeitintervall Δt zwischen zwei Fahrzeugen, größer ist als der Wert z [s], ist:

$$P(\Delta t > z, m = 0) = P(Z > z) = e^{-q \cdot z} \quad (3.8)$$

mit q in $\left[\frac{\text{Fz}}{\text{s}}\right]$. Der Erwartungswert [s] für die mittlere Zeitlücke und die Verteilungsfunktion berechnen sich zu:

$$E[Z] = \frac{1}{q} \quad [\text{s}]. \quad (3.9)$$

$$F(z) = P(Z \leq z) = 1 - e^{-q \cdot z}. \quad (3.10)$$

Abbildung 3.2 auf Seite 56 zeigt beispielhaft die Verteilungsfunktion der Zeitlücken in einem Verkehrsfluss mit der mittleren Verkehrsstärke $q = 1800 \frac{\text{Fz}}{\text{h}} = 0,5 \frac{\text{Fz}}{\text{s}}$. Um nun einen Verkehrsfluss (hier: eine Abfolge von n Fahrzeugen, die in das Netz einfahren) zu generieren, dessen durchschnittliche Verkehrsstärke q ist und dessen Zeitlücken z poissonverteilt sind, wird zunächst Gleichung (3.10) nach z aufgelöst:

$$z = \frac{1}{q} \cdot \ln(1 - F(z)). \quad (3.11)$$

Anschließend werden für $F(z)$ zufällige, gleichverteilte Realisierungen $r \in [0, 1]$ erzeugt, z. B. mit einem Zufallszahlengenerator, und in Gleichung (3.11) eingesetzt².

Dieses Verfahren gilt jedoch nicht uneingeschränkt für alle Anwendungsfälle, so z. B. nicht bei einer einstreifigen Kante ohne Überholmöglichkeit: Bei der Verteilungsfunktion $F(z)$ gemäß Gleichung (3.10) sind ca. 63 % der Zeitlücken kleiner als der Erwartungswert für die mittlere Zeitlücke gemäß Gleichung (3.9), was bei einer einstreifigen Kante zu einem hohen Anteil unrealistisch kleiner Zeitlücken zwischen vorausfahrenden und folgenden Fahrzeugen führt. Fließt die Verkehrsnachfrage vom Quellknoten in eine einstreifige Kante ein, so sollte eine alternative Verteilungsfunktion benutzt werden, z. B. die verschobene Exponentialfunktion nach Cowan (1975)³

$$F(z) = P(Z \leq z) = \begin{cases} 0, & \text{wenn } z < z_{\min} \\ 1 - e^{-a \cdot (z - z_{\min})}, & \text{sonst,} \end{cases} \quad (3.12)$$

²Diese Vorgehensweise entspricht bildlich einer „inversen Lesart“ von Abbildung 3.2: (1.) Eingang über die Ordinate $F(z)$, (2.) Abgreifen des gesuchten Abszissenwerts z über den Funktionsgraphen.

³Cowan (1975) entwickelt vier Zeitlückenmodelle: Modell M1 mit poissonverteilten Zeitlücken (Gleichung (3.10)), M2 mit einer um die Mindestzeitlücke verschobene Exponentialfunktion (Gleichung (3.12)), M3 mit einer Mindestzeitlücke nur für einen Anteil der Fahrzeuge (Fahrzeugpuls möglich), M4 mit einer allgemeinen Verteilung auch für die Zeitlücken der Fahrzeugpuls.

Algorithmus 3.1 Erzeugung eines stochastischen Zuflusses in einer Simulation.

1. Wähle q in $\left[\frac{Fz}{s}\right]$.
 2. Setze $t(j=0) = 0$.
 3. Für jedes Fahrzeug $j = 1, \dots, n$:
 - a) Erzeuge eine Zufallszahl $r \in [0, 1]$,
 - b) berechne $z(j)$ nach Gleichung (3.11) und
 - c) speise Fahrzeug j zum Zeitpunkt $t(j) = t(j-1) + z(j)$ in das Netz ein.
-

mit $a = \frac{q}{1-q \cdot z_{min}}$ und z_{min} als Mindestzeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen. Abbildung 3.3 auf der nächsten Seite veranschaulicht Gleichung (3.12) anhand des vorherigen Beispiels ($q = 1800 \frac{Fz}{h}$) und einer Mindestzeitlücke $z_{min} = 1$ s.

Algorithmus 3.1 beschreibt den allgemeinen Prozess zur Simulation eines stochastischen Zuflusses im CTM. Im CTM muss ein Zufluss jedoch zeitlich diskret sein, daher wird nun eine Methodik vorgestellt, die einen Zufluss mit stückweise konstanten Zuflussraten $q(t_i)$ generiert, die stochastisch verteilte Zeitlücken imitieren.

1. Mit Algorithmus 3.1 werden für jedes zufließende Fahrzeug j stochastisch verteilte Zeitlücken $z(j)$ und aus deren Kehrwerten die äquivalenten Flussraten $q_z(j)$ ($= z(j)^{-1}$) erzeugt. Diesem Schritt liegt die Annahme zugrunde, dass hinsichtlich der Fahrzeugankünfte am Netzeingang die mikroskopische Betrachtung des Verkehrsflusses der makroskopischen äquivalent ist, also das Ereignis „ j -tes Fahrzeug wird am Netzeingang beobachtet“ entweder $z(j)$ Sekunden nach dem $j-1$ -ten Fahrzeug eintritt (mikroskopisch) oder nachdem $z(j)$ Sekunden lang ein Fluss der Stärke $q_z(j)$ geflossen ist (makroskopisch).
2. Die Flussraten $q_z(j)$ müssen nun in Abhängigkeit des gewählten Zeitintervalls Δt zu stückweise konstanten Zuflussraten $q(t_i)$ diskretisiert werden. Zur anschaulicheren Erklärung wird das Vorgehen anhand der ersten Zeitlücke in der Simulation erläutert. Je nach Größe von $z(1)$ sind davon mehrere Zeitschritte t_i betroffen.
 - (a) Wenn $z(j) \geq \Delta t$ ist, dann sind $n \in \mathbb{N}$ Zeitschritte vollständig und der anschließende Zeitschritt t_{i+n+1} anteilig betroffen, und es ist $z(1) = n \cdot \Delta t + z(1) \bmod \Delta t$ ⁴. Die anteilige Flussrate in t_{i+n+1} ist $q_z(1) \cdot z(1) \bmod \Delta t$. Ist zum Beispiel $z(1) = 2,5$ s, $q_z(1) = 0,4 \frac{Fz}{s}$ und $\Delta t = 1$ s, dann gilt $z(1) = 2 \cdot \Delta t + 0,5$. Demnach fließt während der ersten zwei Zeitschritte t_1 und t_2 die volle Flussrate von $q(t_1) = q(t_2) = 0,4 \frac{Fz}{s}$ und im nächsten Zeitschritt t_3 die anteilige Flussrate von $0,4 \cdot 0,5 = 0,2 \frac{Fz}{s}$. Der Flussrate $q_z(2)$ steht vom Zeitschritt t_3 nur noch der Rest, also $\Delta t - z(1) \bmod \Delta t = 0,5$ Sekunden, zur Verfügung.

⁴ $a \bmod b$ ist der Operator *modulo*; er berechnet den Rest der Division $\frac{a}{b}$, z. B. $5 \bmod 2 = 1$.

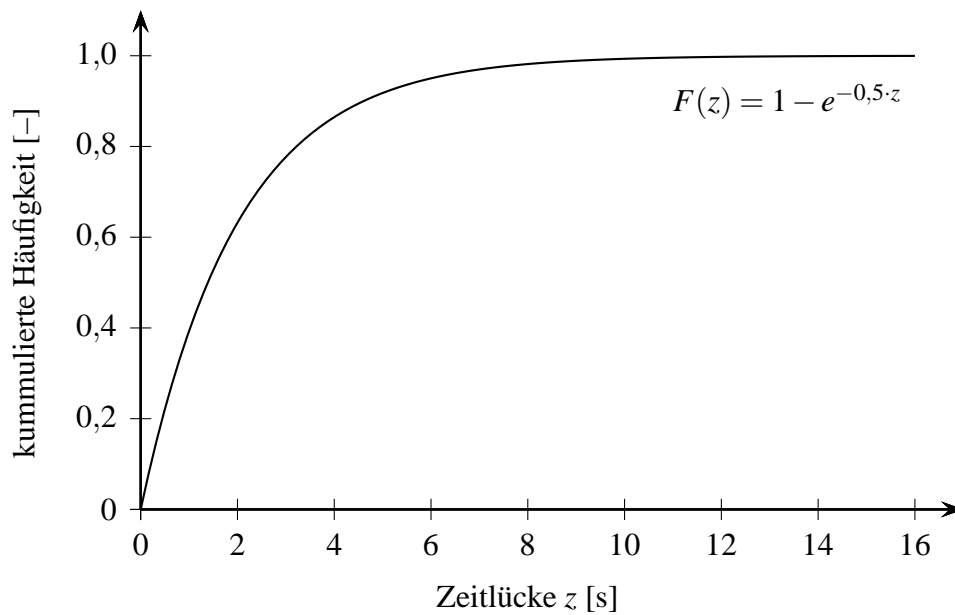


Abbildung 3.2: Verteilungsfunktion $P(Z \leq z)$ der Zeitlücken z in einem Verkehrsfluss mit der mittleren Verkehrsstärke $q = 1800^{\text{Fz/h}}$.

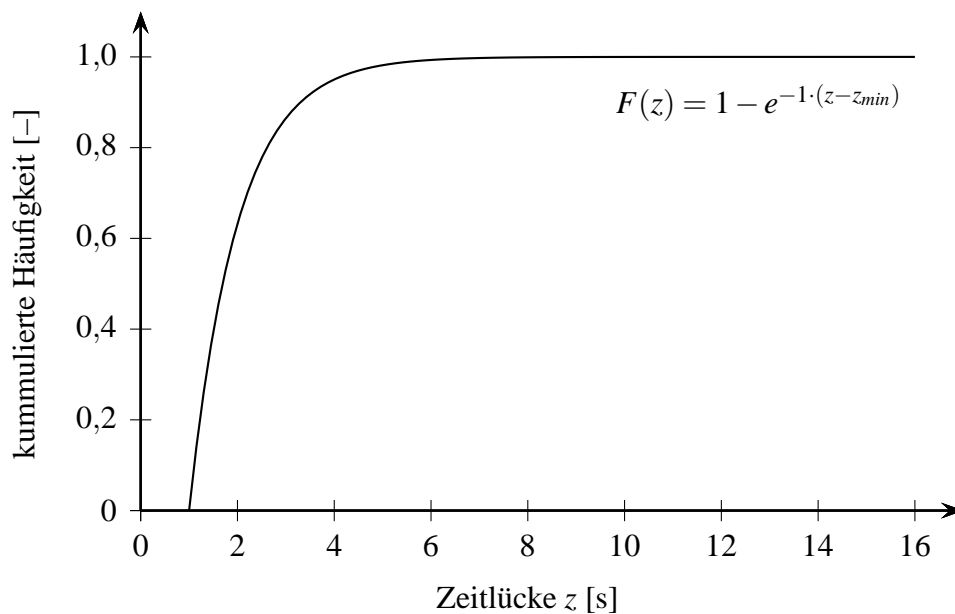


Abbildung 3.3: Verteilungsfunktion $P(Z \leq z)$ der Zeitlücken z in einem Verkehrsfluss mit der mittleren Verkehrsstärke $q = 1800^{\text{Fz/h}}$ und einer Mindestzeitlücke $z_{\min} = 1$ s.

- (b) Wenn $z(j) < \Delta t$ ist, dann gilt $z(1) = 0 \cdot \Delta t + z(1) \bmod \Delta t$. Die Flussrate $q_z(1)$ nutzt den ersten Zeitschritt t_1 anteilig, nämlich für $z(1) \bmod \Delta t$ Sekunden. Der nächsten Flussrate $q_z(2)$ steht im Zeitschritt t_1 noch der Rest von $\Delta t - z(1) \bmod \Delta t$ Sekunden zur Verfügung.

Bei Zeitschritten, die von zwei Flussraten $q(j)$ und $q(j+1)$ genutzt werden, ist: $q(t_i) = q(j) \cdot z(j) \bmod \Delta t + q(j+1) \cdot (\Delta t - z(j) \bmod \Delta t)$. Dies gilt in der Regel bei allen Flussraten $q(j \geq 2)$, siehe Abbildung 3.4.

Algorithmus 3.2 auf der nächsten Seite beschreibt die Erzeugung eines stochastischen Zuflusses mit der oben beschriebenen Methodik als Schritte 1 – 5. Schritt 6 belegt die Zeitschritte zwischen dem letzten Fahrzeug und dem letzten Zeitschritt der Simulation mit der Zuflussrate $q(t_i) = 0$. Sollte es zu einer Differenz zwischen der Summe der stückweise konstanten Zuflussraten $q(t_i)$ über die Simulationsdauer und q kommen, kann mit Schritt 8 diese Summe über die Simulationsdauer t_n nivelliert werden bis sie q entspricht.

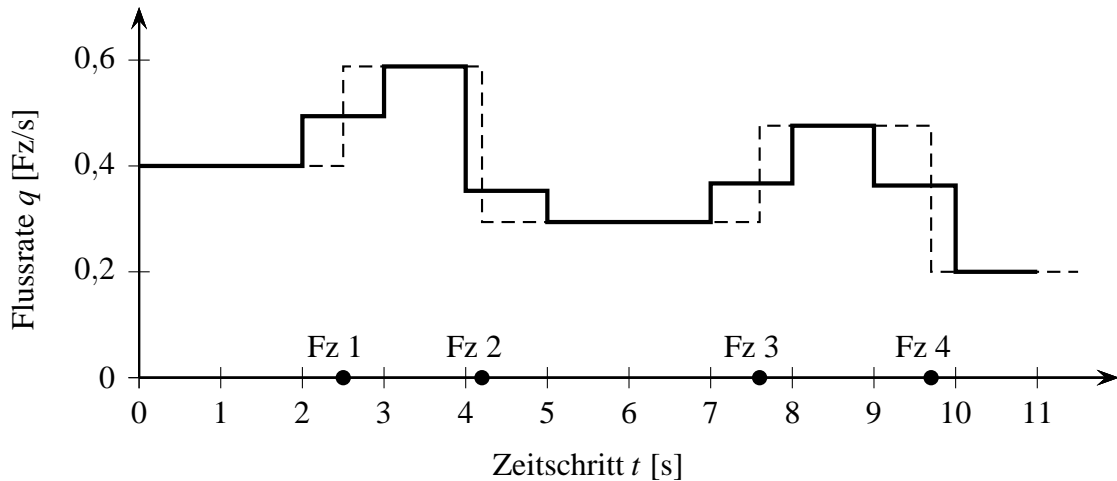


Abbildung 3.4: Methodik zur Erzeugung eines stochastischen Zuflusses im CTM. Ankünfte von Fahrzeugen (•) mit Zeitlücken $z(j=1) = 2,5$ s, $z(2) = 1,7$ s, $z(3) = 3,4$ s und $z(4) = 2,1$ s, daraus resultierende Flüsse $q_z(j)$ (gestrichelte Linie), diskrete Zuflussraten im CTM $q(t_i)$ (dicke Linie).

Experiment: Lichtsignalanlage mit deterministischem oder stochastischem Zufluss

Abschließend dient folgendes Experiment zur Veranschaulichung des Einflusses einer deterministischen oder stochastischen Abbildung des Zuflusses auf die Rückstaulänge vor einer Lichtsignalanlage im CTM. Die Kante ist zweistreifig und hat die vier flussbestimmenden Parameter $v_f = 40$ km/h, $Q = 2000$ Fz/h, $w = 16$ km/h und $k_{max} = 175$ Fz/km. Die Lichtsignalanlage hat eine Umlaufzeit von 45 s und eine Freigabezeit von 15 s.

Bei der deterministischen Abbildung des Zuflusses liegt ein $D/D/1$ -Wartemodell vor, mit dem Zufluss in jedem Zeitintervall Δt gemäß Gleichung (3.3) auf Seite 53. Bei der stochastischen Abbildung liegt ein $M/D/1$ -Wartemodell vor, bei dem sich der Zufluss in jedem Zeitintervall Δt aus Algorithmus 3.2 ergibt.

Algorithmus 3.2 Erzeugung eines stochastischen Zuflusses im CTM.

1. Wähle q in $\left[\frac{Fz}{s}\right]$, die Anzahl der Zeitschritte $t_1, \dots, t_i, \dots, t_n$,
und bei einer einstreifigen Kante z_{min} in [s].
2. Berechne die Anzahl der innerhalb der Zuflussdauer t_n
in die Kante einfließenden Fahrzeuge zu: $n_{Fz} = t_n \cdot \Delta t \cdot q$.
3. Für $j = 1, \dots, n_{Fz}$:
 - a) Erzeuge eine Zufallszahl $r \in [0, 1]$,
 - b) berechne $z(j) = \frac{1}{q} \cdot \ln(1 - r)$,
 - c) berechne $q_z(j) = z(j)^{-1}$,
 - d) speichere das Tupel $T_j = (z(j), q_z(j))$ im Vektor \mathbf{T} .
4. Setze $i = 1$ und die temporären Hilfsvariablen $zähler = z(1)$ und
 $fluss, ganzesek, restsek = 0$.
5. Für alle $T_1, \dots, T_n \in \mathbf{T}$:
 - a) wenn $zähler \geq 1$, dann setze
 1. $restsek = 1 - (zähler - z(j))$,
 2. $fluss = fluss + restsek \cdot q_z(j)$,
 3. $q(t_i) = fluss$ und $i = i + 1$,
 4. $fluss = 0$,
 5. $zähler = z(j) - restsek$,
 6. $ganzesek = \lfloor zähler \rfloor^5$.
 7. Solange $ganzesek > 0$, setze
 - a. $fluss = q_z(j)$,
 - b. $q(t_i) = fluss$ und $i = i + 1$,
 - c. $fluss = 0$,
 - d. $ganzesek = ganzesek - 1$,
 - e. $zähler = zähler - 1$.
 - b) Wenn $zähler < 1$, dann setze
 1. $fluss = zähler \cdot q_z(j)$,
 2. wenn $T_j \neq T_n$, dann $i = i + 1$ und $zähler = zähler + z(j)$, sonst $\rightarrow 6$.
 3. solange $zähler < 1$, setze
 - a. $fluss = fluss + z(j) \cdot q_z(j)$,
 - b. wenn $T_j \neq T_n$, dann $j = j + 1$ und $zähler = zähler + z(j)$, sonst $\rightarrow 6$.
6. Für alle restlichen t_{i+1}, \dots, t_n , setze $q(t_i) = 0$.
7. Berechne die aktuelle Summe der Zuflussraten $q_{sum} = \sum_{i=1}^n q(t_i)$.

Fakultativ:

8. Solange $q_{sum} \neq q$,
 - a) Wenn $q_{sum} < q$, dann setze jedes $q(t_i) = q(t_i) + \frac{q - q_{sum}}{t_n}$,
 - b) wenn $q_{sum} > q$, dann setze jedes $q(t_i) = q(t_i) - \frac{q - q_{sum}}{t_n}$;
 - c) $q_{sum} = \sum_{i=1}^n q(t_i)$.
-

⁵Die Abrundungsfunktion $\lfloor a \in \mathbb{R} \rfloor$ ergibt die nächst kleinere ganze Zahl von a , z. B. $\lfloor 18,96 \rfloor = 18$.

Bei einem Zufluss von $q = 1333,3 \text{ Fz/h} = 0,37 \text{ Fz/s}$ ist der Auslastungsgrad r im $D/D/1$ -Wartemodell gemäß Gleichung (2.37) auf Seite 47 gleich 1; damit ist der Grenz-zustand erreicht. Der Zufluss innerhalb eines Umlaufs entspricht exakt der maximalen Anzahl an Fahrzeugen, die in einer Freigabezeit die Lichtsignalanlage passieren kann. Abbildung 3.5 auf der nächsten Seite zeigt die mittlere Rückstaulänge pro Umlauf im $D/D/1$ -Wartemodell als dicke Linie, sie ist über die Zeit konstant und gleich 6,5 Fz; die mittlere Rückstaulänge im $M/D/1$ -Wartemodell (dünne Linie) ist veränderlich über die Zeit. Sie ist z. T. jedoch deutlich größer, weil bei der Verteilungsfunktion $F(z)$ gemäß Gleichung (3.10) auf Seite 54 ca. 63 % der Zeitlücken kleiner sind als der Erwartungs-wert für die mittlere Zeitlücke $1/q$ (= deterministische Zuflussrate von 0,37 Fz/s).

Bei einem Zufluss von $q = 1350 \text{ Fz/h}$ ist der Auslastungsgrad r im $D/D/1$ -Wartemodell größer als 1, die Warteschlange kann sich innerhalb eines Umlaufs nicht komplett auflösen. Abbildung 3.6 auf Seite 61 zeigt die mittlere Rückstaulänge pro Um-lauf im $D/D/1$ -Wartemodell als dicke Linie, sie wird über die Zeit unaufhaltsam größer; im $M/D/1$ -Wartemodell (dünne Linie) hingegen baut sich der Rückstau auch wieder ab.

3.4 Modellierung des Verkehrsflusses in den Knoten-punkten

3.4.1 Generischer Algorithmus

Der in diesem Unterkapitel vorgestellte Algorithmus wurde von Gunnar Flöt-teröd⁶ entwickelt. Der Autor dieser Arbeit stieß während der Literaturrecher-che auf den Algorithmus von Flötteröd und Nagel (2005) und nahm Kontakt mit Gunnar Flötteröd auf. Gemeinsam entschied man sich, diesen Algorith-mus so zu erweitern, dass er den Verkehrsfluss in Knotenpunkten mit einer beliebigen Anzahl von Zu- bzw. Ausfahrten und Flussabhängigkeiten zwi-schen den Verkehrsströmen konsistent mit dem LWR-Modell modelliert. Der Autor definierte praxistaugliche Kapazitätsbeschränkungsfunktionen und be-wies empirisch, dass der generische Algorithmus die Warteprozesse aller Ver-kehrsströme realistisch abbildet. Die Ergebnisse der Zusammenarbeit sind in Flötteröd und Rohde (2011) veröffentlicht.

Die ausführliche Herleitung des generischen Algorithmus, die theoretischen Hintergründe des zugrundeliegenden incremental node model (INM) und Beweise zur Eindeutigkeit der Lösung sind in Flötteröd und Rohde (2011) ausführlich beschrieben; das Folgende stellt eine praxisorientierte Zusammenfassung dar. Alle Parameter und deren Symbole stehen aus Gründen der Vergleichbarkeit in der Sprache der Veröffentlichung (englisch); ihre Bedeutungen und Erklärungen sind zusätzlich ins Deutsche übersetzt.

Anhand des Beispiels eines einfachen Knotenpunkts (Abbildung 3.7) werden zunächst alle Parameter definiert. Dargestellt ist nur die für die Modellierung des Verkehrsflusses

⁶Assistant professor, Department of Transport Science, Division of Traffic and Logistics, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. (<http://people.kth.se/~gunnarfl>, 18.10.2016)

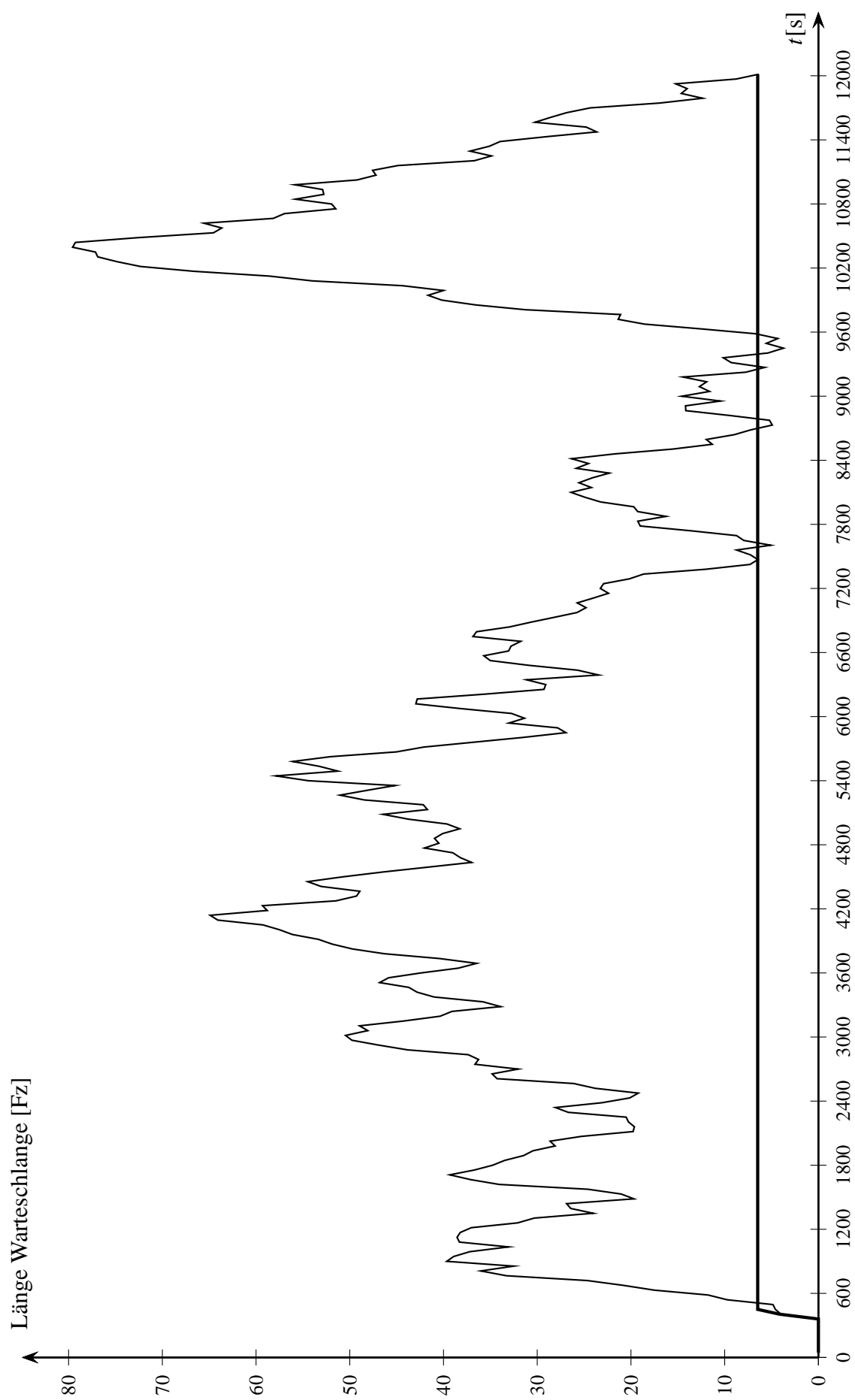


Abbildung 3.5: Rückstaulänge gemittelt über 45 s bei $q = 1333,3 \text{ Kfz/h}$: $D/D/1$ -Wartemodell (dicke Linie), $M/D/1$ -Wartemodell (dünne Linie).

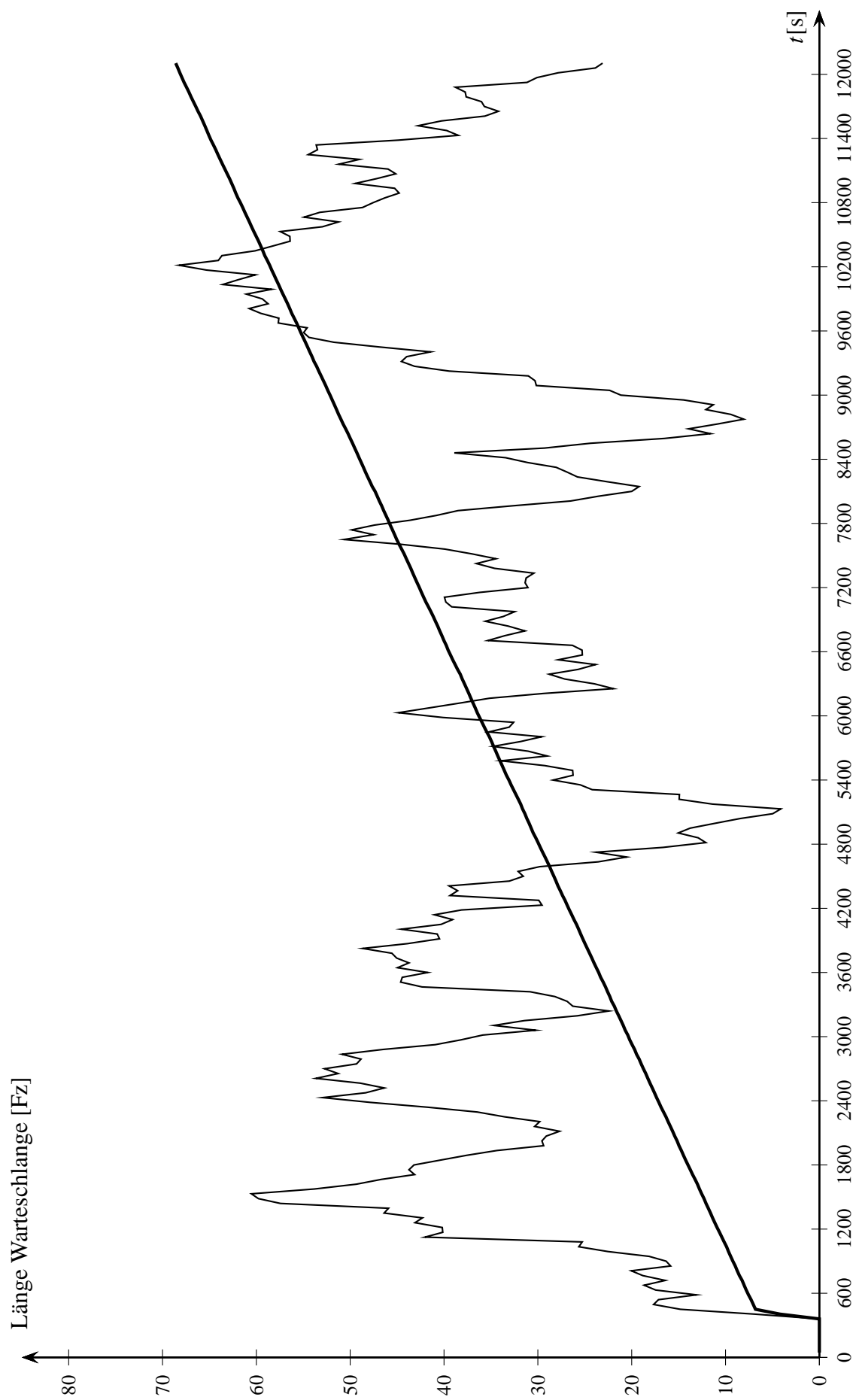


Abbildung 3.6: Rückstaulänge gemittelt über 45 s bei $q = 1350 \text{ Kfz/h}$: $D/D/1$ -Wartemodell (dicke Linie), $M/D/1$ -Wartemodell (dünne Linie).

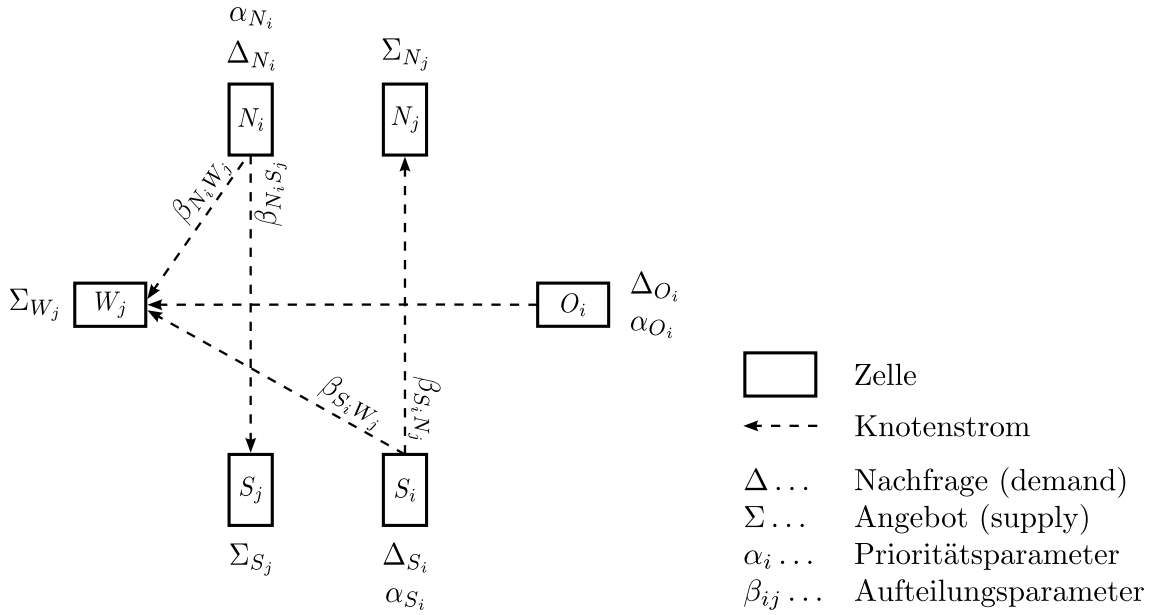


Abbildung 3.7: Definition der Parameter am Beispiel eines einfachen Knotenpunkts. Die Zellbezeichnungen sind eine Kombination der Himmelsrichtung des jeweiligen Knotenpunktarms (N, S, W, O) und ihrer Funktion (Zufahrt i oder Ausfahrt j).

relevante Repräsentation des Netzmodells im CTM, d. h. nur die letzten Zellen der Zufahrten bzw. die ersten Zellen der Ausfahrten. In den insgesamt I letzten Zellen der Zufahrten bestehen die Nachfragen Δ_i (engl. demands), die im Vektor $\Delta = (\Delta_i)$ zusammengefasst sind. Ihnen stehen in den J ersten Zellen der Ausfahrten die Angebote Σ_j (engl. supplies) zur Verfügung, zusammengefasst in $\Sigma = (\Sigma_j)$, gegenüber. Insgesamt verbindet der Knotenpunkt demnach $I + J$ Zellen. Für die Nachfragen Δ_i und Angebote Σ_j gilt, analog zu den Flussbeschränkungen des CTM gemäß Gleichung (2.17) und (2.18):

$$\Delta_i = \min \{n_i, Q_i\}, \quad (3.13)$$

$$\Sigma_j = \min \left\{ Q_j, \frac{w}{v_f} \cdot (N_j - n_j) \right\}. \quad (3.14)$$

Der Verkehrsfluss aus den Zufahrtzellen i verzweigt sich gemäß den Knotenströmen des Netzmodells und der konkreten Aufteilungsparameter $\mathbf{B} = \beta_{ij}$ in die Ausfahrtzellen j . Die Prioritätsparameter $\alpha = (\alpha_i)$ hierarchisieren die einfließenden Flüsse, sie ermöglichen so z. B. die Abbildung von Vorfahrtregelungen. Der Vektor $\mathbf{q}^{\text{in}} = (q_i^{\text{in}})$ fasst alle aus den Nachfragezellen i in den Knotenpunkt einfließenden Flüsse zusammen, der Vektor $\mathbf{q}^{\text{out}} = (q_j^{\text{out}})$ alle die über die Angebotszellen j aus den Knotenpunkt ausfließenden Flüsse, der Vektor $\mathbf{q} = \begin{pmatrix} \mathbf{q}^{\text{in}} \\ \mathbf{q}^{\text{out}} \end{pmatrix}$ beinhaltet alle ein- und ausfließenden Ströme.

Das Grundprinzip des INM ist die Zerlegung des Verkehrsflusses $q(t)$ innerhalb des Knotenpunkts in inkrementelle Verkehrsflüsse $\mathbf{q}(t_{\text{INM}})$, die innerhalb des aktuellen Zeitschritts t entlang einer eigenen fiktiven Zeitachse t_{INM} fließen. An deren Start $t_{\text{INM}} = 0$ fließen noch keine Flüsse und $\mathbf{q}(0) = 0$. An ihrem Ende $t_{\text{INM}} = \infty$ sind alle inkrementellen Flüsse abgefließen, was dem Verkehrsfluss im Knotenpunkt im aktuellen (CTM-)

Zeitschritt t : $\mathbf{q}(\infty) = \mathbf{q}(t)$ entspricht. Mathematisch formuliert ist das INM ein stationärer Punkt des dynamischen Systems⁷:

$$\dot{\mathbf{q}}(t_{INM}) = \boldsymbol{\varphi}(\mathbf{q}(t_{INM})) \quad (3.15)$$

$$\text{u. d. N.} \quad \mathbf{q}(0) = \mathbf{0} \quad (3.16)$$

$$\boldsymbol{\varphi}(\cdot) \geq \mathbf{0}, \quad (3.17)$$

wobei $\boldsymbol{\varphi}(\cdot)$ die Flussraten, d. h. die Veränderungsrate der Zustandsgröße $\mathbf{q}(t_{INM})$, sind.

Die Menge $D(\mathbf{q})$ wird als Menge der Nachfragezellen i und Angebotszellen j definiert, die inkrementelle Verkehrsflüsse \mathbf{q} aussenden bzw. aufnehmen können:

$$D(\mathbf{q}) = \left\{ l \left| \begin{array}{l} 1 \leq l \leq I: \quad q_l^{\text{in}} < \Delta_l \quad \wedge \quad \forall j, \beta_{lj} > 0: \quad q_j^{\text{out}} < \Sigma_j \\ I < l \leq I+J: \quad q_l^{\text{out}} < \Sigma_l \quad \wedge \quad \exists i \in D(\mathbf{q}): \quad \beta_{il} > 0 \end{array} \right. \right\}, \quad (3.18)$$

wobei l der Index für die Zellen $\in D$ ist. Die obere Zeile bedeutet verbal ausgedrückt: In D sind die Nachfragezellen i enthalten, die einen Fluss q_l^{in} aussenden können, der nicht größer als Δ_l (Gleichung (3.13)) ist, und bei denen jede zugehörige Angebotszelle j Fluss aufnehmen kann, der ihre Kapazität Σ_l nicht überschreitet (Gleichung (3.14)). Die untere Zeile bedeutet: In D sind die Angebotszellen j enthalten, die einen Fluss q_l^{out} aufnehmen können, der nicht größer als Σ_l (3.14) ist, und zu denen es mindestens eine zugehörige Nachfragezelle i in D gibt, die Fluss aussenden will.

Die einzelnen Flussraten in $\boldsymbol{\varphi}(\cdot)$ berechnen sich zu:

$$\varphi_l(\mathbf{q}) = 1_D \cdot \phi_l(\mathbf{q}), \quad (3.19)$$

mit 1_D als charakteristische (oder Indikator-) Funktion

$$1_D(l) = \begin{cases} 1, & \text{wenn } l \in D, \\ 0, & \text{sonst} \end{cases} \quad (3.20)$$

und $\phi_l(\mathbf{q})$ gemäß

$$\phi(\mathbf{q}) = (\phi(\mathbf{q})) = \begin{pmatrix} \phi^{\text{in}}(\mathbf{q}) \\ \phi^{\text{out}}(\mathbf{q}) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{I} \\ \mathbf{B}^T \end{pmatrix} \cdot \boldsymbol{\phi}^{\text{in}}(\mathbf{q}) > 0, \quad (3.21)$$

wobei \mathbf{I} die Identitätsmatrix (oder Einheitsmatrix \mathbf{E}) und \mathbf{B} die Matrix der Aufteilungsparameter β_{ij} sind. Im stationären Punkt des dynamischen Systems (Gleichung (3.15)) ist D leer ($D = \{\}$), entweder weil keine Nachfragezelle mehr Fluss aussenden kann, da ihre zugehörigen Angebotszellen keine weiteren Flüsse mehr aufnehmen können, d. h.

⁷Ein dynamisches System beschreibt die Veränderung eines Zustands x über die Zeit t : $x(t+1) = f(x(t))$. Als Differenzialgleichung formuliert: $\dot{x}(t) = g(x(t))$, wobei $\dot{x}(t)$ zur Verdeutlichung, dass es sich um die Ableitung nach der Zeit t handelt, häufig als $\dot{x}(t)$ geschrieben wird. In einem stationären (auch: kritischen, singulären oder Gleichgewichts-) Punkt gilt: $\dot{x}(t) = g(x(t)) = 0$, d. h. das System ist in einem dauerhaften Ruhezustand, und es verlässt diesen nur, wenn Störungen von außen einwirken.

$q_j^{\text{out}} = \Sigma_j$, oder weil keine Angebotszelle Flüsse aufnehmen kann, da ihre zugehörigen Nachfragezellen keine weitere Flüsse mehr aussenden können, d. h. $q_l^{\text{in}} = \Delta_l$.

Lösungsschema für das einfache INM

Zunächst wird das Lösungsschema für den einfachen Fall $\phi^{\text{in}}(\mathbf{q}) \equiv \alpha = \text{konstant}$ präsentiert, d. h. jedes $\phi_l^{\text{in}}(\mathbf{q})$ bestimmt sich direkt aus dem Prioritätsparameter der Nachfragezelle: $\phi_l^{\text{in}}(\mathbf{q}) = \alpha_i$. Diese Festlegung führt zu stückweise konstanten Flussraten $\varphi(\mathbf{q})$, die sich nur ändern, wenn eine einzelne Flussrate $\varphi_l(\mathbf{q})$ durch Gleichung (3.19) aktiv, d. h. gleich 1, wird. Alle in den Knotenpunkt ein- bzw. ausfließenden Flüsse werden in einem sukzessiven Prozess mit dem Schritindex $k \in \{0, 1, \dots, K\}$ berechnet. In ihm ist

$$\mathbf{q}^{(k)} = \begin{pmatrix} \mathbf{q}^{\text{in}(k)} \\ \mathbf{q}^{\text{out}(k)} \end{pmatrix} \quad (3.22)$$

der Vektor der Flüsse, die im Schritt k fließen. Für ihn gilt analog zu Gleichung (3.16):

$$\mathbf{q}^{(0)} = \mathbf{0}. \quad (3.23)$$

Der Parameter $\theta^{(k)}$ definiert die Länge eines Schritts k auf der fiktiven Zeitachse t_{INM} , der nur so lang sein kann, wie keiner der Flüsse in $D(\mathbf{q}^{(k)})$ eine der Nebenbedingungen in Gleichung (3.18) verlässt:

$$\theta^{(k)} = \min_{l \in D^{(k)}} \left\{ \begin{array}{ll} 1 \leq l \leq I : & \left(\Delta_l - q_l^{\text{in}(k)} \right) / \varphi_l^{\text{in}}(\mathbf{q}^{(k)}) \\ I < l \leq I + J : & \left(\Sigma_l - q_l^{\text{out}(k)} \right) / \varphi_l^{\text{out}}(\mathbf{q}^{(k)}) \end{array} \right\}. \quad (3.24)$$

Die Flüsse im nächsten Schritt $k + 1$ sind:

$$\mathbf{q}^{(k+1)} = \mathbf{q}^{(k)} + \theta^{(k)} \cdot \varphi(\mathbf{q}^{(k)}), \quad (3.25)$$

wobei $\varphi(\mathbf{q}^{(k)})$ durch Gleichung (3.18) und (3.19) bestimmt wird. Der Prozess endet im Schritt K , wenn gilt: $D^{(K)} = \{\}$ und $\varphi^{(K)} = 0$. Das Lösungsschema für das einfache INM fasst Algorithmus 3.3 auf Seite 66 zusammen.

Die folgenden zwei Rechenbeispiele wurden vom Autor dieser Arbeit mit dem Ziel entwickelt, den Ablauf des Lösungsschemas für das einfache INM anhand konkreter Problemstellungen zu veranschaulichen. Anschauungsobjekt ist die fiktive Einmündung in Abbildung 3.8, bestehend aus einer vorfahrtberechtigten Hauptstraße in Nord-Süd-Relation und einer Einbahnstraße mit StVO-Zeichen 206 („Halt! Vorfahrt gewähren!“) in Ost-West-Richtung. Die Problemstellung lautet: Wie groß sind die Flüsse aus den drei Nachfragezellen i in die drei Angebotszellen j ?

Die Modellparameter in den beiden Rechenbeispielen sind gemäß Abbildung 3.9 belegt, d. h. den Nachfragen $\Delta_{N_i} = \Delta_{S_i} = 600 \text{ Khz/h}$ und $\Delta_{O_i} = 100 \text{ Fz/h}$ stehen die Angebote $\Sigma_{N_j} = \Sigma_{S_j} = 1400 \text{ Fz/h}$ gegenüber. Im ersten Beispiel ist $\Sigma_{W_j} = 1400 \text{ Fz/h}$, im zweiten Beispiel wird durch eine Verknappung des Angebots auf $\Sigma_{W_j} = 400 \text{ Fz/h}$ eine Überlastung des Knotenpunkts erzeugt.

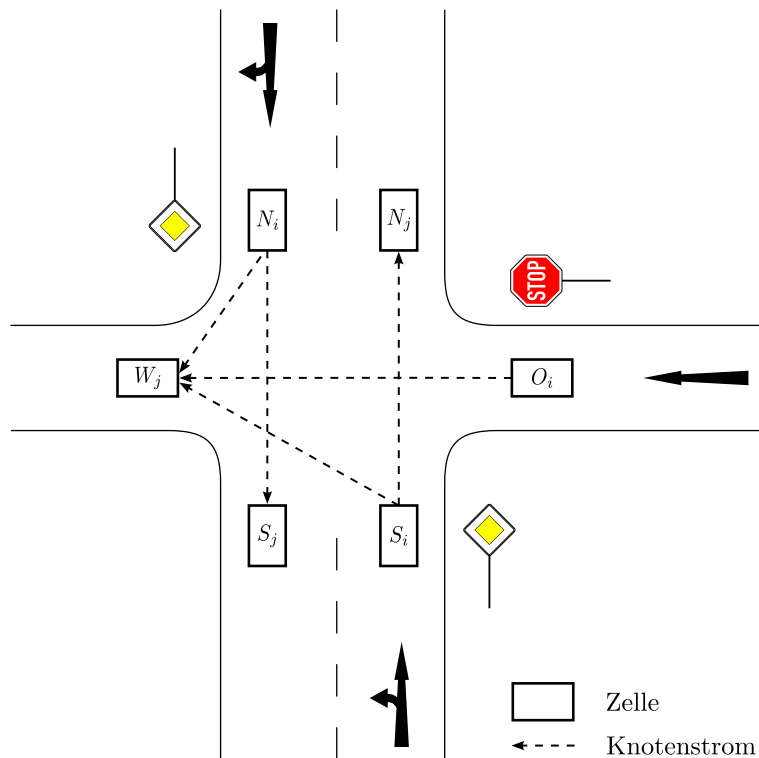


Abbildung 3.8: Knotenpunkt: Fahrtbeziehungen und Vorfahrtregelung.

Die Zellbezeichnungen sind eine Kombination der Himmelsrichtung des jeweiligen Knotenpunktarms (N, S, W, O) und ihrer Funktion (Zufahrt i oder Ausfahrt j).

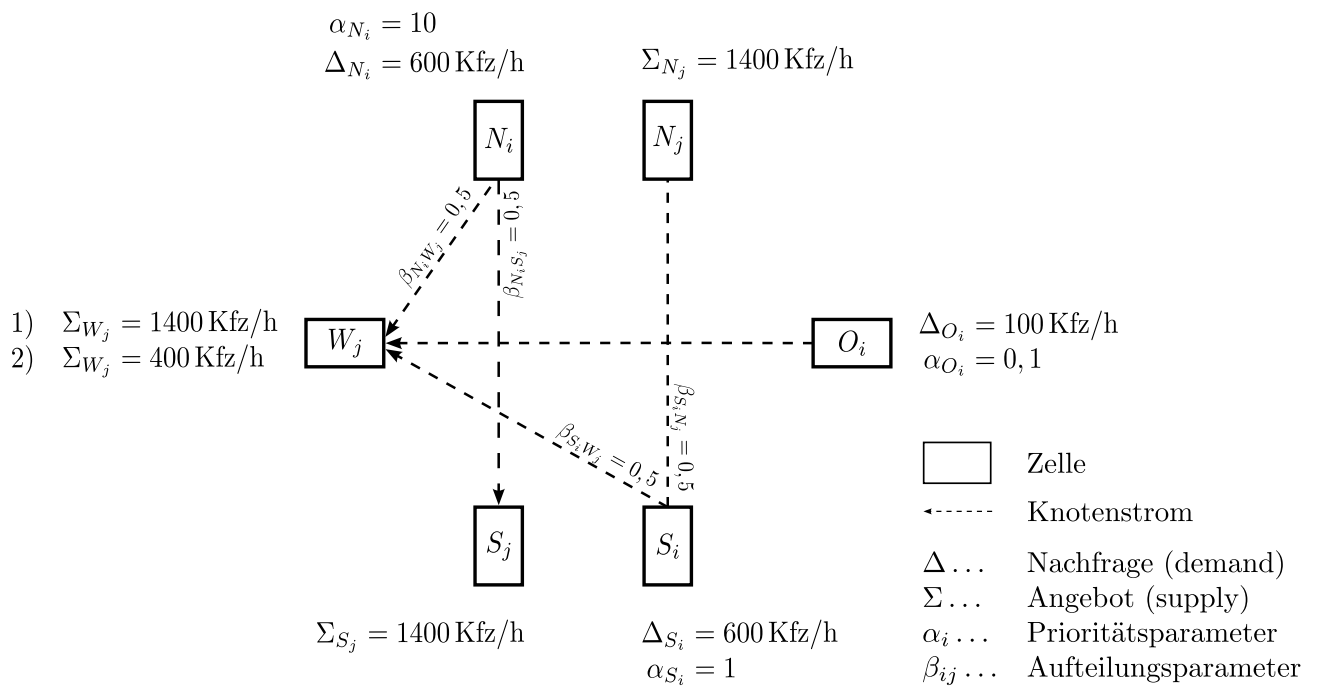


Abbildung 3.9: Nachfragen und Aufteilungsparameter sowie Angebote und Prioritätsparameter, mit Σ_{W_j} gemäß 1) im ersten oder gemäß 2) im zweiten Rechenbeispiel.

Die beiden Beispiele unterscheiden sich nur im Angebot in der westlichen Ausfahrt, Σ_{W_j} .

Algorithmus 3.3 Lösungsschema für das einfache INM.

1. $k = 0$
 2. $\mathbf{q}^{(0)} = \mathbf{0}$ Gleichung (3.16)
 3. $D^{(0)} = D(\mathbf{q}^{(0)})$ Gleichung (3.18)
 4. Solange $D^{(k)} \neq \{\}$, berechne
 - a) $\phi(\mathbf{q}^{(k)})$ Gleichung (3.19)
 - b) $\theta^{(k)}$ Gleichung (3.24)
 - c) $\mathbf{q}^{(k+1)}$ Gleichung (3.25)
 - d) $D^{(k+1)} = D(\mathbf{q}^{(k+1)})$ Gleichung (3.18)
 - e) $k = k + 1$
 5. $K = k$
-

Die Flüsse aus N_i und S_i teilen sich stets zu gleichen Teilen auf ihre Nachfolgezellen auf, so dass

$$\mathbf{B} = \begin{array}{c|ccc} & N_j & S_j & W_j \\ \hline N_i & 0 & \beta_{N_i S_j} & \beta_{N_i W_j} \\ S_i & \beta_{S_i N_j} & 0 & \beta_{S_i W_j} \\ O_i & 0 & 0 & \beta_{O_i W_j} \end{array} = \begin{array}{c|ccc} & N_j & S_j & W_j \\ \hline N_i & 0 & 0,5 & 0,5 \\ S_i & 0,5 & 0 & 0,5 \\ O_i & 0 & 0 & 1 \end{array} \quad (3.26)$$

$$\mathbf{B}^T = \begin{array}{c|ccc} & N_i & S_i & O_i \\ \hline N_j & 0 & \beta_{S_i N_j} & 0 \\ S_j & \beta_{N_i S_j} & 0 & 0 \\ W_j & \beta_{N_i W_j} & \beta_{S_i W_j} & \beta_{O_i W_j} \end{array} = \begin{array}{c|ccc} & N_i & S_i & O_i \\ \hline N_j & 0 & 0,5 & 0 \\ S_j & 0,5 & 0 & 0 \\ W_j & 0,5 & 0,5 & 1 \end{array} \quad (3.27)$$

Die Vorfahrtregelung wird über eine pragmatische Wahl der Prioritätsparameter realisiert, sie orientiert sich an dem hierarchischen Rang der Ströme gemäß HBS (2009), Kapitel 7: $\alpha_{N_i} = 10$ (1. Rang), $\alpha_{S_i} = 1$ (2. Rang), $\alpha_{O_i} = 0,1$ (3. Rang).

Zunächst wird davon ausgegangen, dass alle Flüsse frei aus den Knotenpunktausfahrten abfließen können, da der Belastungsquotient⁸ < 1 ist. Tabelle 3.2 listet zuerst den Ausgangszustand (erste Zeile) auf, und dann die Ergebnisse der einzelnen Rechenschritte gemäß Algorithmus 3.3. Die Berechnung der $\phi(\mathbf{q})$ nach Gleichung 3.21 zeigt Gleichung 3.30 auf Seite 69. Gut zu erkennen ist, wie während der Iteration die gewählten Prioritätsparameter die Größe der einzelnen Flüsse beeinflussen und auf diese Weise die Vorfahrtregelung korrekt abgebildet wird: Zuerst läuft N_i (1. Rang) leer, dann S_i (2. Rang), schlussendlich O_i (3. Rang). Der Algorithmus endet im Schritt $k = 3$, wenn $D^{(3)}$ leer und

⁸Verhältnis der Summe der Fahrzeuge, die zu Beginn eines Zeitintervalls vor dem Abflussquerschnitt warten oder während dieses Zeitintervalls ankommen, zur Anzahl der Fahrzeuge, die im gleichen Zeitintervall den Abflussquerschnitt passieren könnten (FGSV220, 2012, Seite 46).

Tabelle 3.2: INM im ersten Beispiel.

k	Parameter	N_i	S_i	O_i	N_j	S_j	W_j	Gleichung
	Δ/Σ	600	600	100	1400	1400	1400	
0	$\mathbf{q}^{(0)}$	0	0	0	0	0	0	(3.16)
	$D^{(0)}$	x	x	x	x	x	x	(3.18)
	$\varphi_l(\mathbf{q}^{(0)})$	10	1	0,1	0,5	5	5,6	(3.19)
	$(\Delta/\Sigma - q^{(0)})/\varphi^{(0)}$	60	600	1000	2800	280	250	(3.24)
	$\theta^{(0)} = 60$							(3.24)
	$\mathbf{q}^{(1)}$	600	60	6	30	300	336	
	$D^{(1)}$	–	x	x	x	–	x	
1	$\varphi_l(\mathbf{q}^{(1)})$	0	1	0,1	0,5	0	0,6	
	$(\Delta/\Sigma - q^{(1)})/\varphi^{(1)}$		540	940	2740	∞	1773,33	
	$\theta^{(1)} = 540$							
	$\mathbf{q}^{(2)}$	600	600	60	300	300	660	
	$D^{(2)}$	–	–	x	–	–	x	
2	$\varphi_l(\mathbf{q}^{(2)})$	0	0	0,1	0	0	0,1	
	$(\Delta/\Sigma - q^{(2)})/\varphi^{(2)}$			400	∞	∞	7400	
	$\theta^{(2)} = 400$							
	$\mathbf{q}^{(3)}$	600	600	100	300	300	700	
	$D^{(3)}$	–	–	–	–	–	–	
3	$\varphi_l(\mathbf{q}^{(3)})$	0	0	0	0	0	0	

Die Symbole sind wie folgt zu lesen: Δ/Σ : ist Δ bei Nachfragezellen i bzw. Σ bei Angebotszellen j ; x: ist Element von $D^{(k)}$, –: ist kein Element von $D^{(k)}$.

$\varphi^{(3)} = 0$ ist. Die ein- bzw. ausfließenden Flüsse stehen zwei Zeilen darüber im Vektor $\mathbf{q}^{(3)}$. Da der Belastungsquotient in diesem Beispiel kleiner 1 ist, liefert das INM das (zu erwartende) Ergebnis, dass alle Nachfragen komplett bedient werden können. Die einzelnen Knotenströme [Fz/h] ergeben sich mit $\mathbf{q}^{\text{in}(3)}$ und \mathbf{B} gemäß Gleichung (3.26):

$$\mathbf{F}_{ij} = \begin{array}{c|ccc} & N_j & S_j & W_j \\ \hline N_i & 0 & 300 & 300 \\ S_i & 300 & 0 & 300 \\ O_i & 0 & 0 & 100 \end{array} \quad (3.28)$$

Nun wird der Fall behandelt, dass der Knotenpunkt überlastet ist, d. h. er hat einen Belastungsquotient > 1 . Tabelle 3.3 zeigt die Ergebnisse der einzelnen Rechenschritte. N_i (1. Rang) wird im ersten Iterationsschritt vollständig bedient; in das verbleibende Angebot $\Sigma_{W_j}^{(1)} = 64 Fz/h \left(= \Sigma_{W_j}^{(0)} - q_{W_j}^{\text{out}(1)} \right)$ fließen die Flüsse aus S_i (2. Rang) und O_i (3. Rang) solange ein, bis das Angebot aufgebraucht ist, jedoch verbleiben deshalb in der nördlichen und östlichen Zufahrt ein Rückstau von 433,33 Fz in S_i bzw. 83,33 Fz in O_i . Die einzelnen Knotenströme [Fz/h] ergeben sich gemäß $\mathbf{q}^{\text{in}(2)}$ und \mathbf{B} gemäß Gleichung (3.26) zu:

$$\mathbf{F}_{ij} = \begin{array}{c|ccc} & N_j & S_j & W_j \\ \hline N_i & 0 & 300 & 300 \\ S_i & 83,33 & 0 & 83,33 \\ O_i & 0 & 0 & 16,67 \end{array} \quad (3.29)$$

Tabelle 3.3: INM im zweiten Beispiel.

k	Parameter	N_i	S_i	O_i	N_j	S_j	W_j	Gleichung
0	Δ/Σ	600	600	100	1400	1400	400	
	$\mathbf{q}^{(0)}$	0	0	0	0	0	0	(3.16)
	$D^{(0)}$	x	x	x	x	x	x	(3.18)
	$\varphi_l(\mathbf{q}^{(0)})$	10	1	0,1	0,5	5	5,6	(3.19)
	$(\Delta/\Sigma - q^{(0)})/\varphi^{(0)}$	60	600	1000	2800	280	71,43	(3.24)
	$\theta^{(0)} = 60$							(3.24)
1	$\mathbf{q}^{(1)}$	600	60	6	30	300	336	
	$D^{(1)}$	–	x	x	x	–	x	
	$\varphi_l(\mathbf{q}^{(1)})$	0	1	0,1	0,5	0	0,6	
	$(\Delta/\Sigma - q^{(1)})/\varphi^{(1)}$		540	940	2740	∞	106,67	
	$\theta^{(1)} = 106,67$							
	$\mathbf{q}^{(2)}$	600	166,67	16,67	83,34	300	400	
2	$D^{(2)}$	–	–	–	–	–	–	
	$\varphi_l(\mathbf{q}^{(2)})$	0	0	0	0	0	0	

Die Symbole sind wie folgt zu lesen: Δ/Σ : ist Δ bei Nachfragezellen i bzw. Σ bei Angebotszellen j ; x: ist Element von $D^{(k)}$, –: ist kein Element von $D^{(k)}$.

			$\phi_{N_i}(\mathbf{q})$ $\phi_{S_i}(\mathbf{q})$ $\phi_{O_i}(\mathbf{q})$
1	0	0	$\phi_{N_i}(\mathbf{q})$
0	1	0	$\phi_{S_i}(\mathbf{q})$
0	0	1	$\phi_{O_i}(\mathbf{q})$
0	$\beta_{S_i N_j}$	0	$\beta_{S_i N_j} \cdot \phi_{S_i}(\mathbf{q})$
$\beta_{N_i S_j}$	0	0	$\beta_{N_i S_j} \cdot \phi_{N_i}(\mathbf{q})$
$\beta_{N_i W_j}$	$\beta_{S_i W_j}$	$\beta_{O_i W_j}$	$\beta_{N_i W_j} \cdot \phi_{N_i}(\mathbf{q}) + \beta_{S_i W_j} \cdot \phi_{S_i}(\mathbf{q}) + \beta_{O_i W_j} \cdot \phi_{O_i}(\mathbf{q})$

\uparrow

$$\begin{aligned}
\phi(\mathbf{q}) = \begin{pmatrix} \phi_{N_i}(\mathbf{q}) \\ \phi_{S_i}(\mathbf{q}) \\ \phi_{O_i}(\mathbf{q}) \\ \phi_{N_j}(\mathbf{q}) \\ \phi_{S_j}(\mathbf{q}) \\ \phi_{W_j}(\mathbf{q}) \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & \beta_{S_i N_j} & 0 \\ \beta_{N_i S_j} & 0 & 0 \\ \beta_{N_i W_j} & \beta_{S_i W_j} & \beta_{O_i W_j} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \phi_{N_i}(\mathbf{q}) \\ \phi_{S_i}(\mathbf{q}) \\ \phi_{O_i}(\mathbf{q}) \end{pmatrix} \\
&= \begin{pmatrix} \phi_{N_i}(\mathbf{q}) \\ \phi_{S_i}(\mathbf{q}) \\ \phi_{O_i}(\mathbf{q}) \\ \beta_{S_i N_j} \cdot \phi_{S_i}(\mathbf{q}) \\ \beta_{N_i S_j} \cdot \phi_{N_i}(\mathbf{q}) \\ \beta_{N_i W_j} \cdot \phi_{N_i}(\mathbf{q}) + \beta_{S_i W_j} \cdot \phi_{S_i}(\mathbf{q}) + \beta_{O_i W_j} \cdot \phi_{O_i}(\mathbf{q}) \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{3.30}$$

Lösungsschema für das INM mit Flussbeschränkungen (INMC)

Das INM mit Flussbeschränkungen (engl. INM with node supply constraints), INMC, wird im Folgenden formal als

$$\mathbf{q} = \begin{pmatrix} \mathbf{q}^{\text{in}} \\ \mathbf{q}^{\text{out}} \end{pmatrix} = \text{INM}(\Delta, \Sigma) \tag{3.31}$$

bezeichnet, wobei das INM selbst weiterhin gemäß der Gleichungen (3.15)–(3.19) aufgestellt ist. Zur Beschränkungen der Flüsse aus den Nachfragezellen in den Knotenpunkt hinein wird die Nachfragebeschränkungsfunktion $\hat{\Delta}(\mathbf{q})$ definiert, die die ursprünglichen Nachfragen Δ in Abhängigkeit der aktuellen Flüsse \mathbf{q} im gesamten Knotenpunkt auf die beschränkten Nachfragen Δ' abmindern kann:

$$\Delta'(\mathbf{q}) = \min \left\{ \Delta, \hat{\Delta}(\mathbf{q}) \right\}. \tag{3.32}$$

Mit Gleichung (3.32) ergibt sich Gleichung (3.31) nun zu:

$$\mathbf{q} = \text{INM}(\Delta(\mathbf{q}), \Sigma) = \text{INM} \left(\min \left\{ \Delta, \hat{\Delta}(\mathbf{q}) \right\}, \Sigma \right) \tag{3.33}$$

Algorithmus 3.4 Lösungsschema für das INMC

1. $\mathbf{q}(1) = \text{INM}(\Delta, \Sigma)$
 2. $\Delta' = \Delta$
 3. Für $i = 2, \dots, I$, berechne
 - a) $\Delta'_i = \min \left\{ \Delta_i, \widehat{\Delta}_i(\mathbf{q}(i-1)) \right\}$
 - b) $\mathbf{q}(i) = \text{INM}(\Delta', \Sigma)$
 4. $\mathbf{q} = \mathbf{q}(I)$
-

und entspricht damit einem Fixpunktproblem⁹, das in den meisten praktischen Anwendungsfällen eine eindeutige Lösung hat¹⁰.

Algorithmus 3.4 beschreibt das zugehörige Lösungsschema. Im ersten Schritt wird das einfache INM ausgeführt, dies liefert die flussunbeschränkten Flüsse $\mathbf{q}(1)$. Dann wird $\widehat{\Delta}_2(\mathbf{q}(1))$ bestimmt, also die Beschränkung der Flüsse aus $i = 2$ in Abhängigkeit der übergeordneten Flüsse aus $\mathbf{q}(1)$. Mit den daraus resultierenden beschränkten Nachfragen Δ' folgt ein erneuter Durchlauf des INM, und man erhält die Flüsse $\mathbf{q}(2)$. Diese bestimmen nun $\widehat{\Delta}_3(\mathbf{q}(2))$, also die beschränkten Flüsse aus $i = 3$, und schließlich $\mathbf{q}(3)$. Nach I Schritten wurden alle Nachfragen bedient, und $\mathbf{q}(I)$ enthält die endgültigen Flüsse unter Berücksichtigung aller Flussbeschränkungen.

3.4.2 Anwendung des INMC im Kontext dieser Arbeit

An einem realen innerörtlichen Knotenpunkt in Deutschland sind die meisten Fahrzeuge auf Zeitlücken in höherrangigen Strömen angewiesen, daher kann die Vorfahrtregelung an dem Knotenpunkt nicht mit dem INM und seinen konstanten Prioritätsparametern α abgebildet werden. Vielmehr muss der Fluss aus jeder Nachfragezelle in den Knotenpunkt hinein in Abhängigkeit der Flüsse aus den ihr vorfahrtberechtigten Zellen beschränkbar sein, was den Einsatz des INMC erfordert. Für die darin benötigte Nachfragebeschränkungsfunktion $\widehat{\Delta}(\mathbf{q})$ liefern das Highway Capacity Manual (HCM, 2010) oder das Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, 2009) mit ihren empirischen Kapazitätsbeschränkungsfunktionen geeignete Vorlagen. Bei der Verwendung des HBS müssen im INMC die I Nachfragezellen i gemäß dem hierarchischen Rang ihrer ausgehenden Flüsse absteigend geordnet sein. Die Flüsse aus einer Zelle i müssen *unabhängig* von denen aus den Zellen $i + 1, \dots, I$ sein.

⁹Für einen Fixpunkt einer Funktion gilt $f(x) = x$, d. h. er wird auf sich selbst abgebildet.

¹⁰Flötteröd und Rohde (2011), Kapitel 3.2.

3.5 Modellierung der Lichtsignalanlagen

3.5.1 Allgemeines

Das CTM beinhaltet keine Elemente zur externen Steuerung des Verkehrsflusses; es modelliert den Verkehrsfluss ausschließlich intern, d. h. auf Grundlage der Wirkungszusammenhänge, die sich aus der Abhängigkeit der Verkehrsstärke von der Verkehrsdichte (Gleichung (2.3) auf Seite 18) und der Kontinuitätsgleichung (Gleichung (2.6) auf Seite 19) ergeben. In der Realität gibt es jedoch vielfältige externe Steuerungsformen des Verkehrsflusses, so z. B. in Hauptstraßennetzen, wo Lichtsignalanlagen die weitestverbreitete Anwendung darstellen.

Der Haupteinfluss von Lichtsignalanlagen auf den Verkehrsfluss ist die Verhinderung der Einfahrt von Fahrzeugen in den Knotenpunkt während der Sperrzeit. Dieser Einfluss ist im CTM durch die binäre zeitliche Variabilität der Kapazität einfach zu realisieren:

$$Q_i(t) = \begin{cases} Q_i, & \text{wenn } t \text{ innerhalb der Freigabezeit,} \\ 0, & \text{sonst.} \end{cases} \quad (3.34)$$

Wenn es bei der Programmierung des CTM zweckmäßig ist, die Kapazität Q als zellspezifische, konstante Variable zu deklarieren, muss der Abfluss zeitlich variabel sein. Dies gelingt mit Hilfe der Hilfsvariablen GT (engl. greentime) als logischen Wert, der nur WAHR ist, wenn der aktuelle Zeitschritt t innerhalb der Freigabezeit ist:

$$GT = \begin{cases} \text{WAHR,} & \text{wenn } t \text{ innerhalb der Freigabezeit,} \\ \text{FALSCH,} & \text{sonst;} \end{cases} \quad (3.35)$$

und

$$q_{i+1}(t) = \begin{cases} q_{i+1} \text{ (nach Kapitel 3.2),} & \text{wenn } GT = \text{WAHR} \\ 0, & \text{sonst.} \end{cases} \quad (3.36)$$

Dieses Vorgehen hat den Vorteil, dass im Programmablauf die Gleichung (3.35) getrennt von der Berechnung der Abflüsse aus allen Zellen erfolgen kann.

Signalgruppen und Signalgeber. Im CTM muss die Beziehung zwischen den Signalgebern einer Signalgruppe und den von ihnen beeinflussten Kanten im Netzmodell bzw. Zellen im CTM definiert werden. Signalgeber stehen in der Regel in unmittelbarer Nähe der Haltelinie bzw. dem stromabwärtigen Ende der Knotenpunktzufahrt. Um die rechnergestützte Editierung eines Hauptstraßennetzes im CTM zu erleichtern, wird daher folgende Festlegung getroffen: Signalgeber beeinflussen gemäß Gleichung (3.36) nur den Abfluss der *letzten* Zelle derjenigen Kante, die die Knotenpunktzufahrt repräsentiert (Zelle i in Abbildung 3.10 auf der nächsten Seite).

Detektoren. Bei verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen ist festzulegen, auf welchen Kanten des Netzmodells bzw. in welchen Zellen des CTM sich Detektoren (z. B.

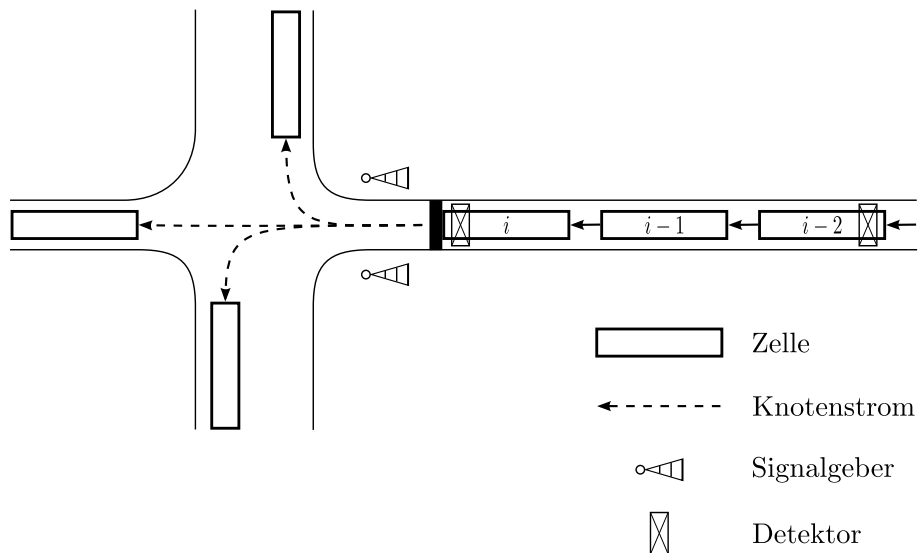


Abbildung 3.10: Knotenpunkt mit Signalgebern, Detektoren und den Zellen im CTM. Die Signalgeber beeinflussen den Abfluss aus Zelle i . In den Zellen i und $i - 2$ liegen Detektoren.

Induktiv-Doppelschleifen oder An- und Abmeldeeinrichtungen für ÖPNV-Fahrzeuge) befinden. Hierbei sind drei Festlegungen zu treffen. (1.) In Abhängigkeit der realen Lage des Detektors auf der Kante des Netzmodells (z. B. Abstand zur Haltelinie) bestimmt sich die Zelle des CTM, deren Verkehrsfluss von dem Detektor erfasst wird, (siehe z. B. Zellen i und $i - 2$ in Abbildung 3.10); ein Detektor darf nur genau einer Zelle zugeordnet werden, eine (besonders lange) Zelle kann aber mehrere Detektoren enthalten. (2.) Die reale Länge und Breite des Detektors wird im CTM vernachlässigt. (3.) Die ganze Zelle fungiert als Detektor, was bedeutet, dass der Detektor im CTM dieselbe Länge wie die Zelle hat und alle berechneten verkehrlichen Kenngrößen bzw. abgeleiteten Bewertungsgrößen stets unter dieser räumlichen Auflösung zu interpretieren sind.

Bei verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen mit ÖPNV-Priorisierung sind an bestimmten Orten im Netz An- bzw. Abmeldeeinrichtungen für ÖPNV-Fahrzeuge installiert. Die Steuerung kann somit auf detektierte ÖPNV-Fahrzeuge in der Art reagieren, dass diese die Lichtsignalanlage möglichst ohne Halt passieren können. Im CTM werden diese Meldeeinrichtungen, unabhängig von der spezifischen technischen Umsetzung in der Realität, wie die oben beschriebenen Detektoren abgebildet. Die drei dort getroffenen Festlegungen gelten analog.

3.5.2 Lichtsignalanlagen mit Festzeitsteuerung

Lichtsignalanlagen mit Festzeitsteuerung sind im CTM einfach abzubilden:

1. Definiere die Kanten im Netzmodell bzw. Zellen im CTM, die von den Signalgebern einer Signalgruppe beeinflusst werden.
2. Bestimme das Signalbild der Signalgeber im aktuellen Zeitschritt t anhand des zugehörigen Signalzeitenplans. Das Vorgehen hierfür wird beispielhaft anhand des fiktiven Signalzeitplans in Abbildung 3.11 erklärt. Der Signalplan besitzt die beiden

t_U	45														s_{FB}	s_{FE}	t_F
s_U	1	...	19	20	21	22	23	...	40	41	42	43	44	45			
K1	-	...	-	-	-	/-		...	/	/	/	-	-	-	23	39	17
K2		...	/	/	/	-	-	...	-	-	-	/-			44	18	20

Abbildung 3.11: Fiktiver Signalzeitenplan.

Die Symbole kennzeichnen das angezeigte Signalbild der Signalgeber der jeweiligen Signalgruppe: leer = GRÜN, - = ROT, / = GELB, /- = ROT/GELB. Die Variablen t bzw. s beschreiben wichtige Zeitdauern bzw. Zeitpunkte der Steuerung: t_U = Umlaufzeit [s], s_U = Umlaufsekunde [s], s_{FB} = Freigabezeitbeginn, s_{FE} = Freigabezeitende [s], t_F = Freigabezeit [s].

Signalgruppen K1 und K2 und eine Umlaufzeit t_U von 45 s; s_{FB} und s_{FE} bezeichnen die Umlaufsekunden, in der eine Freigabezeit beginnt bzw. endet.

- (a) Bestimme die Umlaufsekunde s_U , in der sich die Steuerung der Lichtsignalanlage zum aktuellen Zeitschritt t befindet:

$$s_U(t) = \begin{cases} t_U, & \text{wenn } (t - t_V) \bmod t_U = 0, \\ (t - t_V) \bmod t_U, & \text{sonst;} \end{cases} \quad (3.37)$$

die Variable $t_V \in \{0 \text{ (Standardwert)}, 1, 2, \dots, t_U\}$ stellt eine fakultative Versatzzeit gegenüber benachbarter Lichtsignalanlagen dar.

- (b) Bestimme das Signalbild, wobei zwei Fälle unterschieden werden:

$$\begin{aligned} \text{i. Wenn } s_{FB} < s_{FE},^{11} \\ \text{dann Signalbild} &= \begin{cases} \text{GRÜN,} & \text{wenn } s_U \geq s_{FB} \wedge s_U \leq s_{FE}, \\ \text{ROT,} & \text{sonst.} \end{cases} \\ \text{ii. Wenn } s_{FB} > s_{FE},^{12} \\ \text{dann Signalbild} &= \begin{cases} \text{GRÜN,} & \text{wenn } s_U \geq s_{FB} \vee s_U \leq s_{FE}, \\ \text{ROT,} & \text{sonst.} \end{cases} \end{aligned}$$

Effektive Freigabezeit

Bei der Versorgung einer Lichtsignalanlage mit Festzeitsteuerung im CTM stellen sich zwei praktische Fragen: (1.) Müssen im CTM auch die Signalbilder ROT/GELB und GELB berücksichtigt werden? (2.) Bestimmen die Freigabezeitgrenzen s_{FB} und s_{FE} in der Realität wirklich Anfang und Ende des Abflusses aus einer Kante?

Zur Beantwortung dieser Fragen folgt ein kurzer Exkurs zur effektiven Freigabezeit. Diese ist als die Zeitdauer definiert, die die Fahrzeuge unter Beachtung von Anfahrzeitverlusten nach der Signalfolge ROT/GELB – GRÜN sowie nach dem Ende des Signalbildes GRÜN zum Passieren der Haltelinie nutzen. Die effektive Freigabezeit wird im Highway Capacity Manual (HCM, 2010) nach Abbildung 3.12 berechnet:

$$g = \text{GRÜN} + e - l_1 \quad [\text{s}], \quad (3.38)$$

¹¹K1 in Abbildung 3.11.

¹²K2 in Abbildung 3.11.

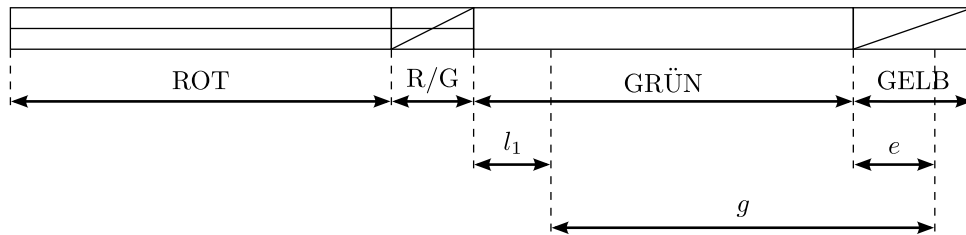


Abbildung 3.12: Effektive Freigabezeit.

Die effektive Freigabezeit g ergibt sich aus der signalisierten Freigabezeit $GRÜN$, zuzüglich der fiktiven Freigabezeitverlängerung e während des Signalbilds GELB, und abzüglich des Anfahrzeitverlusts l_1 .

wobei $GRÜN$ die signalisierte Freigabezeit, l_1 der Anfahrzeitverlust und e eine fiktive Freigabezeitverlängerung (engl. green extension time), d. h. die von den Fahrzeugen während des Signalbild GELB zusätzlich genutzte Zeit zum Abfluss sind. Fahrten während der Sperrzeit, d. h. Rotlichtverstöße, werden ausgeschlossen.

Sofern keine näheren Erkenntnisse zu e und l_1 vorliegen, empfiehlt das HCM (2010) für beide 2 s anzusetzen. Im Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, 2009) wird bei den Kapazitätsberechnungen nicht zwischen der signalisierten und der effektiven Freigabezeit unterschieden. Boltze und Wolfermann (2011) zeigen jedoch, dass sich beide Größen durch die Anfahrzeitverluste zum Beginn und durch die Überfahrzeitgewinne am Ende der Freigabezeit erheblich unterscheiden können. An sieben lichtsignalgesteuerten Knotenpunkten in Darmstadt ermitteln sie durch Videountersuchungen den Freigabezeitgewinn als durchschnittliche Überfahrzeit des letzten räumenden Fahrzeugs sowie den Freigabezeitverlust als kumulierten Anfahrzeitverlust bezogen auf den durchschnittlichen Zeitbedarfswert ab dem Freigabezeitbeginn. Die effektive Freigabezeit ist die signalisierte Freigabezeit zuzüglich des Freigabezeitgewinns und abzüglich des Freigabezeitverlusts. Sie beträgt an den sieben Lichtsignalanlagen zwischen 0,3 bzw. 3,0 s und ist im Mittel 1,5 s länger als die signalisierte Freigabezeit. Die Überfahrzeit des letzten Fahrzeugs schwankt zwischen 1,5 und 2,8 s, die mittlere Überfahrzeit des ersten Fahrzeugs ($= l_1$ in Gleichung (3.38)) zwischen 1,1 und 1,4 s.

Fazit: Die Signalbilder ROT/GELB und GELB werden im CTM nicht gesondert betrachtet, sie werden dem Signalbild ROT gleichgesetzt (kein Abfluss). Abweichungen zwischen effektiver und signalisierter Freigabezeit können bei der Kalibrierung des CTM über die Anpassung der Freigabezeitgrenzen s_{FB} und s_{FE} berücksichtigt werden.

3.5.3 Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung/ÖPNV-Priorisierung

Verglichen mit der Abbildung von Lichtsignalanlagen mit Festzeitsteuerung ist die Abbildung von Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung im CTM sehr viel komplizierter. Zum einen sind die fünf bestimmenden Elemente einer Lichtsignalsteuerung – Umlaufzeit, Phasenanzahl, Phasenfolge, Freigabezeiten und Versatzzeit – nicht konstant, sondern verkehrsabhängig veränderliche Variablen; zum anderen existiert für Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung keine allgemeingültige und eindeutige Struktur wie der Signalzeitenplan bei Lichtsignalanlagen mit Festzeitsteuerung.

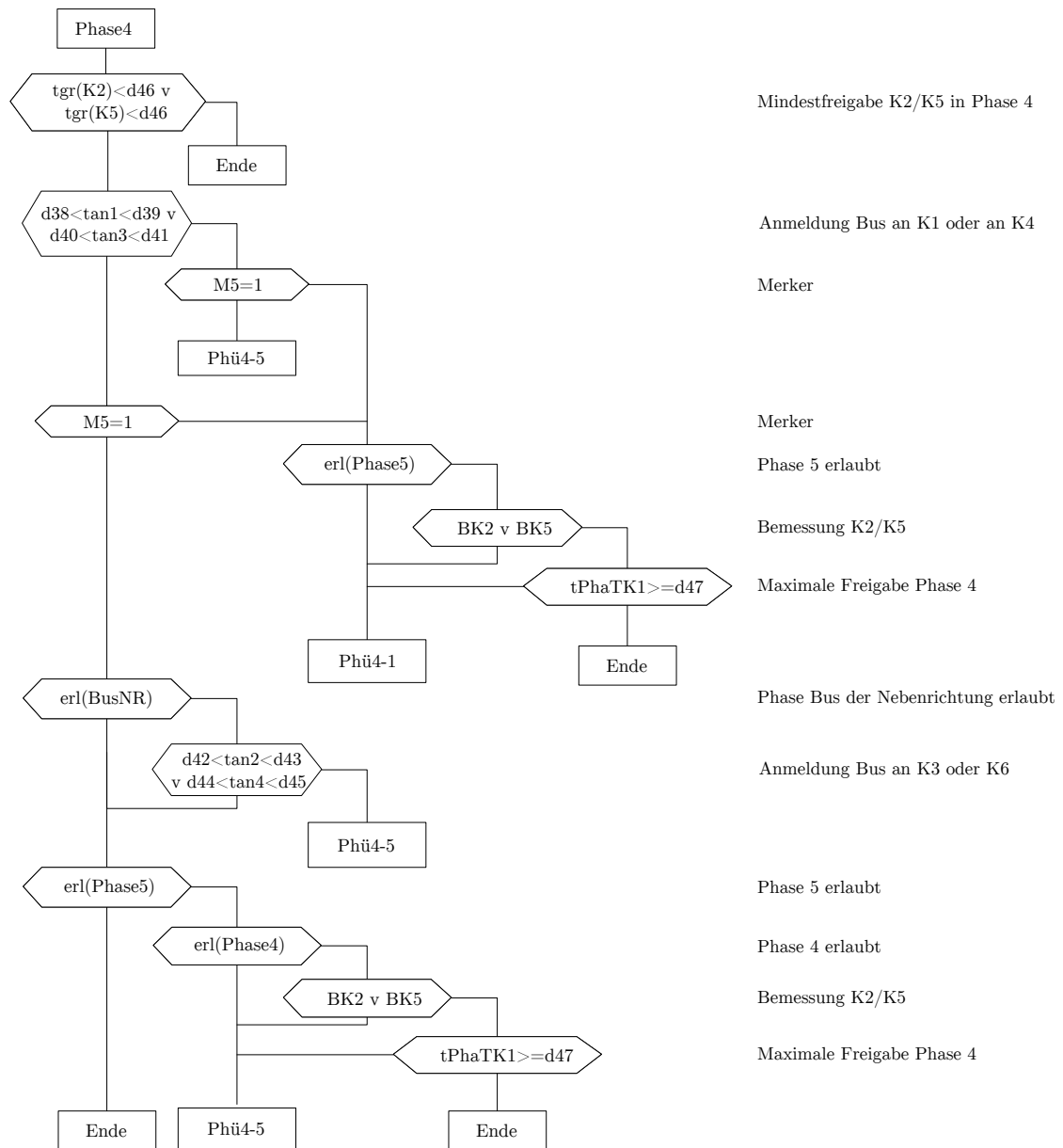


Abbildung 3.13: 1. Beispiel einer realen Steuerungsstruktur: Ablaufdiagramm Phase 4, LSA 423, Hannover. [Tiefbauamt, Landeshauptstadt Hannover 2000]

Der Ablauf beginnt im Feld „Phase4“ und dauert genau einen Zeitschritt. Er endet, wenn er einen der beiden Phasenübergänge „Phü4-1“ bzw. „Phü4-5“ oder eines der Felder „Ende“ erreicht, was bedeutet, dass er im nächsten Zeitschritt erneut startet. Der WAHR-Ausgang verlässt eine Entscheidung immer horizontal (nach rechts oder links), der FALSCH-Ausgang immer vertikal (nach unten).

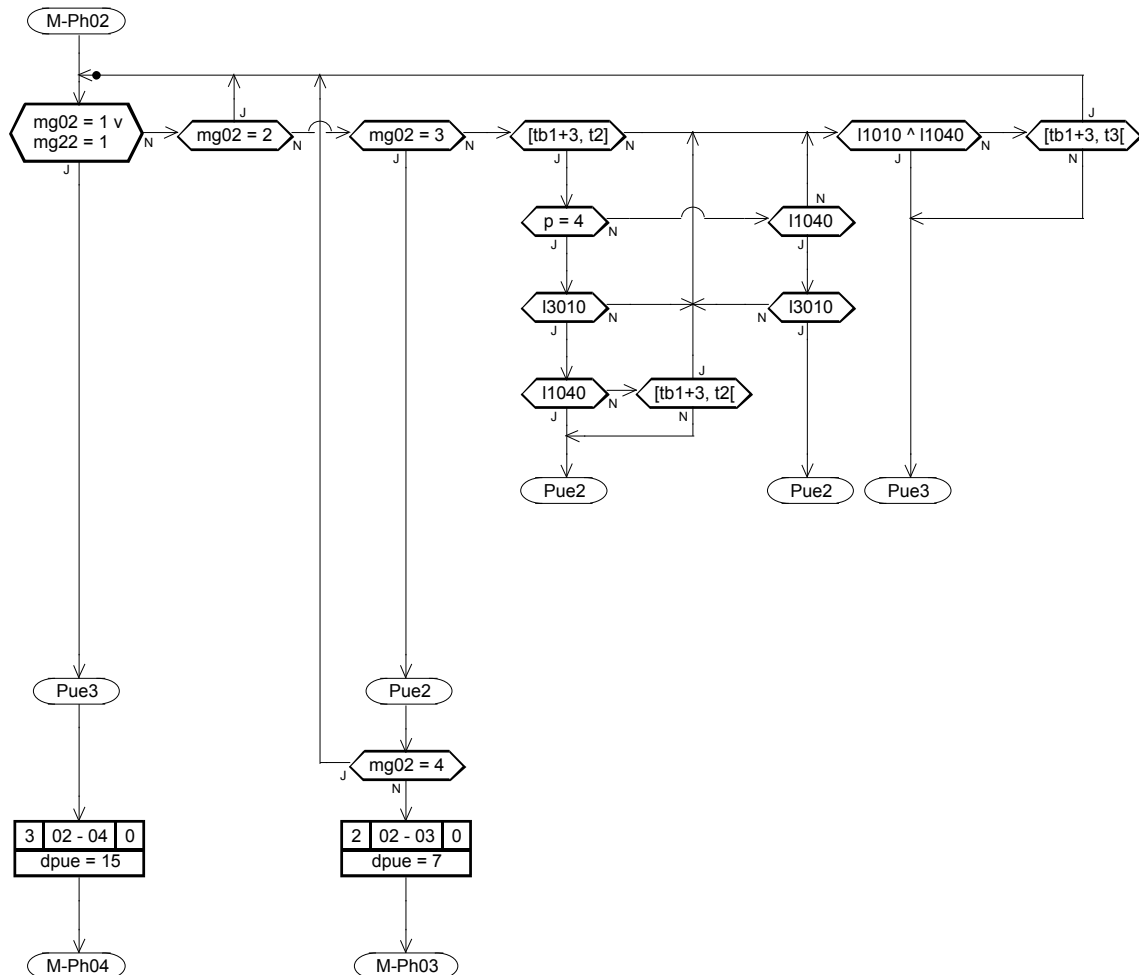


Abbildung 3.14: 2. Beispiel einer realen Steuerungsstruktur: Ablaufdiagramm Phase 2, LSA 815, München. [Kreisverwaltungsreferat, Landeshauptstadt München 2010]

Der Ablauf beginnt im Feld „M-Ph02“ und endet mit einem der beiden Phasenübergänge „Pue2“ oder „Pue3“. Der WAHR-Ausgang einer Entscheidung ist mit „j“ (ja), der FALSCH-Ausgang mit „n“ (nein) gekennzeichnet. Der schwarze Punkt in der oberen linken Bildecke symbolisiert einen Haltepunkt, an dem der Ablauf stoppt und erst im nächsten Zeitschritt weiterläuft.

Abbildung 3.13 zeigt beispielhaft die Steuerungsstruktur der Phase 4 einer realen Lichtsignalanlage mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung in Hannover-Südstadt in Form eines Ablaufdiagramms mit einem starren Ablauf, der genau einen Zeitschritt dauert: Er beginnt oben beim Startfeld „Phase4“ und endet, wenn er unten einen der beiden Phasenübergänge „Phü4-1“ oder „Phü4-5“ oder eines der Felder „Ende“ erreicht; im nächsten Zeitschritt beginnt er wieder im Feld „Phase4“.

Abbildung 3.14 zeigt die Steuerungsstruktur der Phase 2 einer realen Lichtsignalanlage mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung in München-Neuperlach mit einem flexiblen Ablauf, der mehrere Zeitschritte dauert: Er beginnt oben beim Startfeld „M-Ph02“ und läuft solange, bis er den Phasenübergang „Pue2“ oder „Pue3“ erreicht.

Im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsprojekts „EmoSIV+“ (Schüler u. a., 2011) wurde vom Autor eine allgemeingültige Modellerweiterung des CTM zur Abbildung der Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung entwickelt. Die Herausforderungen hierbei waren zweifach. (1.) Die fünf bestimmenden Elemente einer Lichtsignalsteuerung müssen, in Abhängigkeit von an Detektoren gemessenen verkehrlichen Kenngrößen, während der Simulation veränderbar sein. (2.) Die Erweiterung muss einerseits eine flexible manuelle Versorgung unterschiedlicher Steuerungsstrukturen ermöglichen, andererseits muss sie eine definierte und unveränderliche Struktur haben, damit sie als Quellcode implementiert und in Maschinensprache übersetzt werden kann. Die Entwicklung orientierte sich an realen Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung in München-Neuperlach. Diese sind sehr kompliziert, da vor jedem Ablauf einer Phase sehr viele Variablen durch separate Ablaufdiagramme gesetzt werden müssen. Die erfolgreiche Übersetzung der Steuerungen in Maschinensprache und Simulation der Steuerungen mit dem mikroskopischen Verkehrsflusssimulator AIMSUN (TSS, TSS) belegt, dass die vorab genannten Herausforderungen bewältigt sind¹³. Mit der im Folgenden präsentierten Modellerweiterung sollten daher alle Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung im CTM abbildbar sein.

Klassenstruktur

Die Modellerweiterung ist in der objektorientierten Programmiersprache JAVA implementiert, die Begriffe „Klasse“ und „Objekt“ werden in deren Sinne verwendet. Der übergeordnete Objekttyp bzw. die Klasse Lichtsignalanlage definiert alle Eigenschaften einer allgemeinen Lichtsignalanlage als Attribute oder Funktionen. Eine konkrete Lichtsignalanlage ist eine Instanz bzw. ein Objekt der Klasse Lichtsignalanlage; bei ihr sind alle Attribute mit konkreten Werten belegt.

Zur besseren Übersicht werden im Folgenden die Namen von Attributen und Funktionen *kursiv* hervorgehoben. Bei einem Attribut folgt in Klammern (...) sein Standardwert bei der Initialisierung des Objekts. Alle Klassen haben als obligatorisches Attribut den

¹³Die entwickelte Modellerweiterung kommuniziert über eine Schnittstelle mit dem Verkehrsflusssimulator AIMSUN oder dem CTM: Aus dem Simulator bzw. dem CTM werden verkehrliche Messgrößen, z. B. Zeitlücken an den Detektoren, an die Modellerweiterung übergeben; die Modellerweiterung ermittelt die hieraus folgenden Signalzustände der Signalgeber gemäß der hinterlegten Steuerungsstruktur; die Signalzustände werden an den Simulator bzw. das CTM übergeben.

Tabelle 3.4: Klasse Lichtsignalanlage.

Name	Datentyp/-struktur/ Funktion	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Name	Zeichenkette	Name der LSA (fakultativ)
Umlaufzeit	Ganze Zahl	t_U [s]
Umlaufsekunde	Ganze Zahl	s_U [s]
Versatzzeit	Ganze Zahl	t_V [s]: Zeitunterschied des Beginns der Freigabezeiten für einen Verkehrsstrom an zwei aufeinanderfolgenden LSA (FGSV220, 2012)
Signalgruppen	verkettete Liste	Objekte der Klasse Signalgruppe
Phasen	verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Detektoren	verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
ÖPNV-Detektoren	verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Variablen	verkettete Liste	Verzeichnis aller Steuerungsvariablen vom Datentyp double (Gleitkommazahl)
Ablauf	Funktion	setzt die Signalbilder der Signalgruppen Übergabewert: aktueller Zeitschritt t Rückgabewert: –

eindeutigen Identifikator *ID* in Form einer Zeichenkette oder einer ganzen Zahl; zur näheren Beschreibung kann fakultativ noch ein *Name* als Zeichenkette vergeben werden.

Eine verkehrsabhängige Lichtsignalsteuerung besteht aus Objekten der vier Klassen

1. Signalgruppe,
2. Phase,
3. Detektor und
4. ÖPNV-Detektor.

Die einzelnen Objekte sind über gleichnamige verkettete Listen zugreifbar. Weiterhin gibt es die ganzzahligen Attribute *Umlaufzeit* (1), *Umlaufsekunde* (1) und *Versatzzeit* (0), alle in der Einheit [s], sowie die verkettete Liste *Variablen*, einem Verzeichnis von Steuerungsvariablen (Gleitkommazahlen), wie z. B. dem Grenzwert der Zeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen, bei dessen Überschreiten die laufende Phase beendet wird. Tabelle 3.4 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Lichtsignalanlage zusammen. Abbildung 3.15

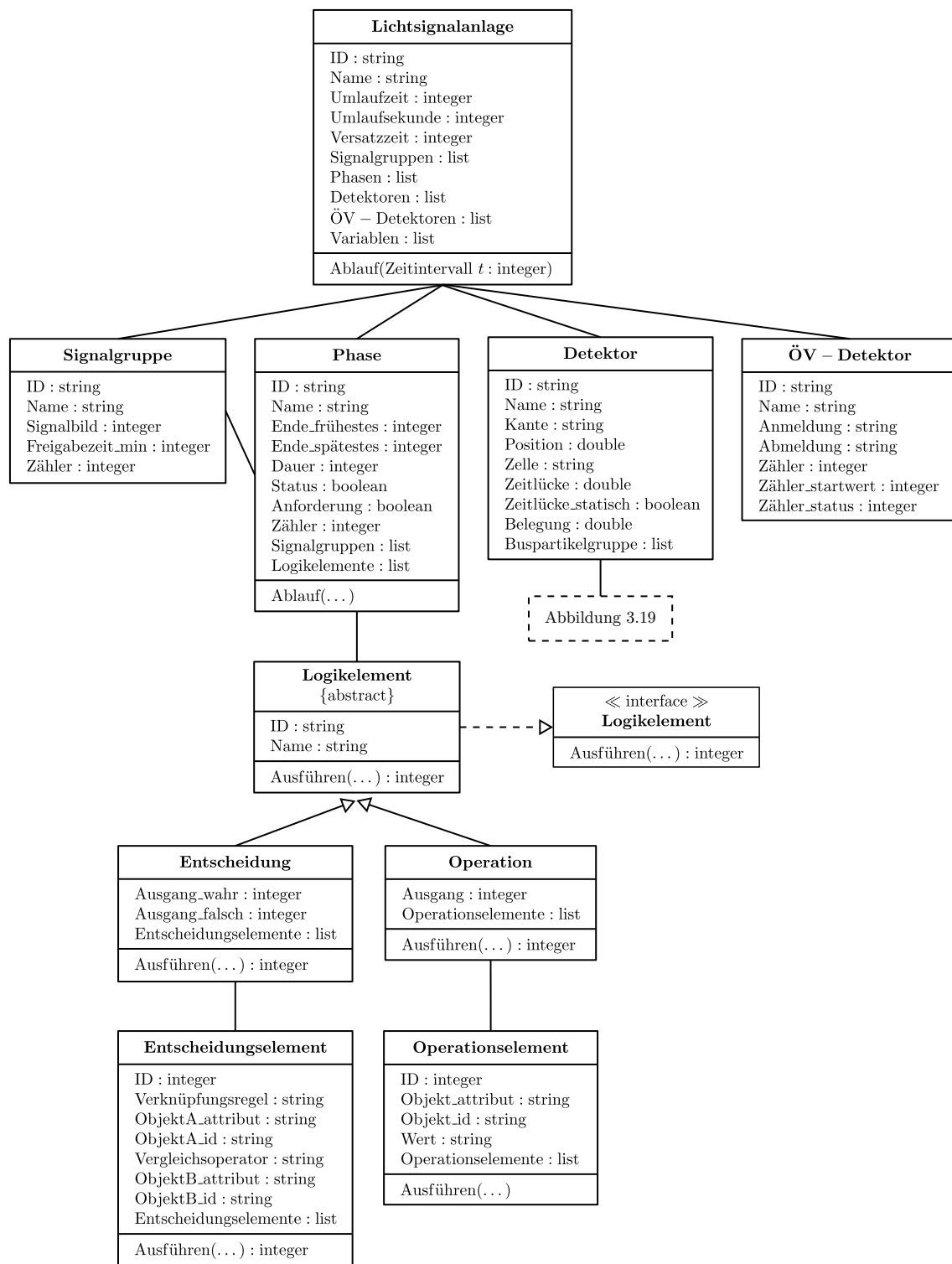


Abbildung 3.15: Klassendiagramm: Lichtsignalanlage mit verkehrsabhängiger Steuerung. string = Zeichenkette, integer = Ganze Zahl, double = Gleitkommazahl, list = verkettete Liste, treemap = assoziativer Speicher, boolean = logischer Wert, Abbildung 3.19 auf Seite 98.

Tabelle 3.5: Klasse Signalgruppe.

Name	Datentyp	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Name	Zeichenkette	Name der Signalgruppe (fakultativ)
Signalbild	Ganze Zahl	0 = ROT, 1 = ROT/GELB, 2 = GELB, 3 = GRÜN
Freigabezeit_min	Ganze Zahl	Mindestzeitdauer [s], die Signalbild = GRÜN sein muss
Zähler	Ganze Zahl	Inkrementalzähler [s] zählt, wie lange Signalbild = GRÜN ist

ist das Klassendiagramm¹⁴ der Klassen, die im Zusammenspiel eine verkehrsabhängige Lichtsignalsteuerung im CTM modellieren.

Klasse Signalgruppe

Das fundamentale Attribut einer Signalgruppe ist das *Signalbild* (0), dessen Codierung als ganze Zahl erfolgt: 0 = ROT, 1 = ROT/GELB, 2 = GELB und 3 = GRÜN. Der Inkrementalzähler *Zähler* (0) zählt die ganzzahligen Sekunden ab dem Zeitschritt, in dem das Signalbild GRÜN aktiviert wird.

Das Attribut *Freigabezeit_min* (1) ist die Mindestfreigabezeit, d. h. eine Zeitdauer in [s], die das Signalbild GRÜN nach seiner Aktivierung gelten muss. Tabelle 3.5 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Signalgruppe zusammen.

Klasse Phase

Das fundamentale Attribut einer Phase ist die verkettete Liste *Logikelemente*, die auf spezialisierte Objekte der abstrakten Klasse Logikelement (Tabelle 3.6) verweist. Die Entscheidungen und Operationen im Ablaufdiagramm einer Phase werden zu „Logikelementen“ abstrahiert, da beide in ihrer Struktur identisch sind: Die Steuerung soll an dieser Stelle anhalten, einen Wert verändern oder mit einem anderen vergleichen und anschließend durch einen Ausgang zu einem anderen Logikelement wechseln.

Der Klasse Logikelement sind zwei Klassen zugeordnet: Entscheidung (Tabelle 3.7) und Operation (Tabelle 3.8), deren Attribute und Funktionen ihre Struktur definieren. Im Falle einer Entscheidung heißt dies: Führe einen Vergleich zwischen Variablen der Lichtsignalanlage oder Attributen der Signalgruppen, der Phase oder der beiden Detektoren durch; verlasse das Entscheidungselement in Abhängigkeit des Ergebnisses über den

¹⁴Ein Klassendiagramm stellt Klassen, ihre Beziehungen zueinander und ihre Schnittstellen grafisch als Strukturdiagramm der Unified Modeling Language (UML) dar. Die Klassen sind Rechtecke und durch horizontale Linien in bis zu drei Rubriken unterteilt: (1.) Name, fett gedruckt, oberhalb können «Schlüsselwörter», unterhalb {Eigenschaften} ergänzt werden, (2.) Attribut, in der Form „Name : Datentyp“, (3.) Funktionen, in der Form „Name(Parameter) : Rückgabentyp“. Assoziationen zwischen den Klassen werden mit Linien dargestellt, Generalisierungen mit Pfeilen (bei Schnittstellen sind diese gestrichelt).

Tabelle 3.6: Abstrakte Klasse Logikelement.

Element	Datentyp/Funktion	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Name	Zeichenkette	Name des Detektors (fakultativ)
Ausführen	Funktion	Übergabewerte: Umlaufsekunde, Signalgruppen, Phasen, Detektoren, ÖPNV-Detektoren, Variablen Rückgabewert: ID des nächsten Logikelements

Tabelle 3.7: Klasse Entscheidung.

Element	Datentyp/Funktion	Bezeichnung oder Definition
Ausgang_wahr	Ganze Zahl	ID des nächsten Logikelements, wenn Entscheidungsergebnis = WAHR
Ausgang_falsch	Ganze Zahl	ID des nächsten Logikelements, wenn Entscheidungsergebnis = FALSCH
Entscheidungs-elemente	verkettete Liste	verweist auf Objekte der Klasse Entscheidungselement
Ausführen	Funktion	Schleife über alle Entscheidungs-elemente gemäß den Verknüpfungsregeln und Bestimmung des Gesamtergebnisses. Übergabewerte: Umlaufsekunde, ID der laufenden Phase, Signalgruppen, Phasen, Detektoren, ÖPNV-Detektoren, Variablen Rückgabewert: ID des nächsten Logikelements

Tabelle 3.8: Klasse Operation.

Element	Datentyp/-struktur/ Funktion	Bezeichnung oder Definition
Ausgang	Ganze Zahl	ID des nächsten Logikelements
Operationselemente	verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Ausführen	Funktion	Schleife über alle Operationselemente. Übergabewerte: Umlaufsekunde, ID der laufenden Phase, Signalgruppen, Phasen, Detektoren, ÖPNV-Detektoren, Variablen Rückgabewert: ID des nächsten Logikelements

WAHR- bzw. FALSCH-Ausgang. Der Identifikator des nachfolgenden Logikelements wird durch das ganzzahlige Attribut *Ausgang_wahr* (-1) bzw. *Ausgang_falsch* (-1) festgelegt. Analog wird bei einer Operation einer Variablen der Lichtsignalanlage oder einem Attribut der Signalgruppen, der Phase oder des Detektors ein Wert zugewiesen. Das Attribut *Ausgang* (-1) legt den Identifikator des nachfolgenden Logikelements fest.

Der Ablauf einer Phase wird durch das Ausführen der Funktion *Ablauf* simuliert, die als Übergabewerte die aktuelle Umlaufsekunde sowie alle Signalgruppen, Phasen, Detektoren, ÖPNV-Detektoren und Variablen erhält. Zum Zeitpunkt des Aufrufs wird dem logischen Wert *Status* (FALSCH) der Wert WAHR zugewiesen. Der Ablauf beginnt immer beim Logikelement mit dem Identifikator ID = 1. Dessen Funktion *Ausführen* wird mit denselben Übergabewerten aufgerufen und gibt den Identifikator des nächsten Logikelements zurück. Der Ablauf endet, wenn das Logikelement mit dem Identifikator ID = -1 erreicht ist. Das Attribut *Status* wird dann auf den Wert FALSCH zurückgesetzt.

Reale Ablaufdiagramme enthalten zur Platzeinsparung häufig Entscheidungs- oder Operationselemente, die mehrere Vergleiche bzw. Zuweisungen in einem Element vereinen. Der Klasse Entscheidung wird daher die Klasse Entscheidungselement (Tabelle 3.9) zugeordnet, auf deren Objekte sie über die verkettete Liste *Entscheidungselemente* zugreifen kann. Jedes Entscheidungselement repräsentiert einen logischen Vergleich. Der erste Vergleichswert ist A und der Wert eines Attributs eines bestimmten Objekts der Klasse Lichtsignalanlage, Signalgruppe, Phase, Detektor oder ÖPNV-Detektor. Sein Zugriff kann über die Attribute *ObjektA_attribut* und *ObjektA_id* realisiert werden, die als Zeichenketten den klasseninternen Namen des Attributs bzw. den Identifikator des Objekts angeben. Analog hierzu ist B der zweite Vergleichswert mit den Attributen *ObjektB_attribut* und *ObjektB_id*. Das Attribut *Vergleichsoperator* ist eine Zeichenkette, welche die möglichen Vergleichsoperatoren ($>$, \geq , $=$, \neq , \leq , $<$) zwischen A und B verbal festlegt. Das Attribut *Verknüpfungsregel* wiederum ist eine Zeichenkette, die fakultativ die logische Verknüpfung festlegt, die im Ablaufdiagramm bei einer Entscheidung mit mehreren Entscheidungselementen vor dem folgenden Entscheidungselementen steht: „und“, „oder“, „und nicht“, „oder nicht“; Tabelle 3.10 enthält hierzu mehrere Beispiele zur Veranschaulichung. Auch die Klasse Entscheidungselement muss eine *Ausführen*-Funktion haben, die als Rückgabewert das Ergebnis des Vergleichs (WAHR oder FALSCH) liefert. Eine Operation mit mehreren Zuweisungen kann analog dargestellt werden: Die verkettete Liste *Operationselemente* enthält alle Zuweisungen der Klasse Operationselement (Tabelle 3.11), die nacheinander ausgeführt werden sollen. Ein Vergleichsoperator ist dabei obsolet und die Verknüpfungsregel ist immer „und“.

Bei einer verkehrsabhängigen Steuerung ist die Dauer einer Phase variabel, das ganzzahlige Attribut *Dauer* (0) ist deshalb nicht zu belegen. Verlaufen ihre zugehörigen Verkehrsströme entlang einer Abfolge von koordinierten Lichtsignalanlagen („Grüne Welle“), kann das Ende der Phase mit den ganzzahligen Attributen *Ende_frühestes* und *Ende_spätestes* zeitlich auf bestimmte Umlaufsekunden begrenzt werden, um die Kontinuität der Koordinierung zu gewährleisten.

Phasenübergänge werden ebenfalls als ein Objekt der Klasse Phase simuliert. Ein Phasenübergang, der üblicherweise als Signalzeitenplan dokumentiert wird (vgl. Abbildung 3.11 auf Seite 73), kann ohne Weiteres in ein Ablaufdiagramm transferiert werden.

Tabelle 3.9: Klasse Entscheidungselement.

Element	Datentyp/Operator/ Funktion	Bezeichnung oder Definition
ID	Ganze Zahl	eindeutiger Identifikator
Verknüpfungs- regel	Zeichenkette	Fakultativ: definiert, mit welcher der folgenden logischen Verknüpfungen dieses Entscheidungselement mit einem anderen verknüpft wird: „und“, „oder“, „und nicht“, „oder nicht“.
ObjektA_attribut	Zeichenkette	definiert ein Attribut eines Objekts A der Klasse Lichtsignalanlage, Signalgruppe, Phase, Detektor oder ÖPNV-Detektor
ObjektA_id	Zeichenkette	ID des Objekts A
Vergleichs- operator	Zeichenkette	definiert den Vergleichsoperator zwischen den Objekten A und B: $>, \geq, =, \neq, \leq, <$
ObjektB_attribut	Zeichenkette	definiert ein Attribut eines Objekts „B“ der Klasse Lichtsignalanlage, Signalgruppe, Phase, Detektor oder ÖPNV-Detektor
ObjektB_id	Zeichenkette	ID des Objekts B
Entscheidungs- elemente	verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Ausführen	rekursive Funktion	bestimmt das Vergleichsergebnis Übergabewerte: Umlaufsekunde, ID der laufenden Phase, Signalgruppen, Phasen, Detektoren, ÖPNV-Detektoren, Variablen Rückgabewert: WAHR oder FALSCH

Tabelle 3.10: Beispiele für Verknüpfungen mehrerer Entscheidungselemente.

Entscheidungs- element	Verknüpfungs- regel	Verknüpftes Ent- scheidungselement	Mathematische Formulierung
1	–	–	
2	„und“	–	$1 \wedge 2$
1	–	–	
2	„oder“	–	
3	„oder“	–	$1 \vee 2 \vee 3$
1	–	2	
2	„und“	3	
3	„oder“	–	$1 \wedge (2 \vee 3)$
1	–	2	
2	„und“	–	
3	„oder“	4	
4	„und“	–	$(1 \wedge 2) \vee (3 \wedge 4)$
1	–	2	
2	„oder“	3	
3	„und“	4	
4	„oder“	–	$1 \vee (2 \wedge (3 \vee 4))$

Tabelle 3.11: Klasse Operationselement.

Element	Datentyp/ Funktion	Bezeichnung oder Definition
ID	Ganze Zahl	eindeutiger Identifikator
Objekt_attribut	Zeichenkette	definiert ein Attribut eines Objekts der Klasse Lichtsignalanlage, Signalgruppe, Phase, Detektor oder ÖPNV-Detektor
Objekt_id	Zeichenkette	ID des Objekts
Wert	Zeichenkette	neuer Wert des Attributs
Ausführen	Funktion	weist dem Attribut den neuen Wert zu Übergabewerte: Umlaufsekunde, Signalgruppen, Phasen, Detektoren, ÖPNV-Detektoren, Variablen Rückgabewert: –

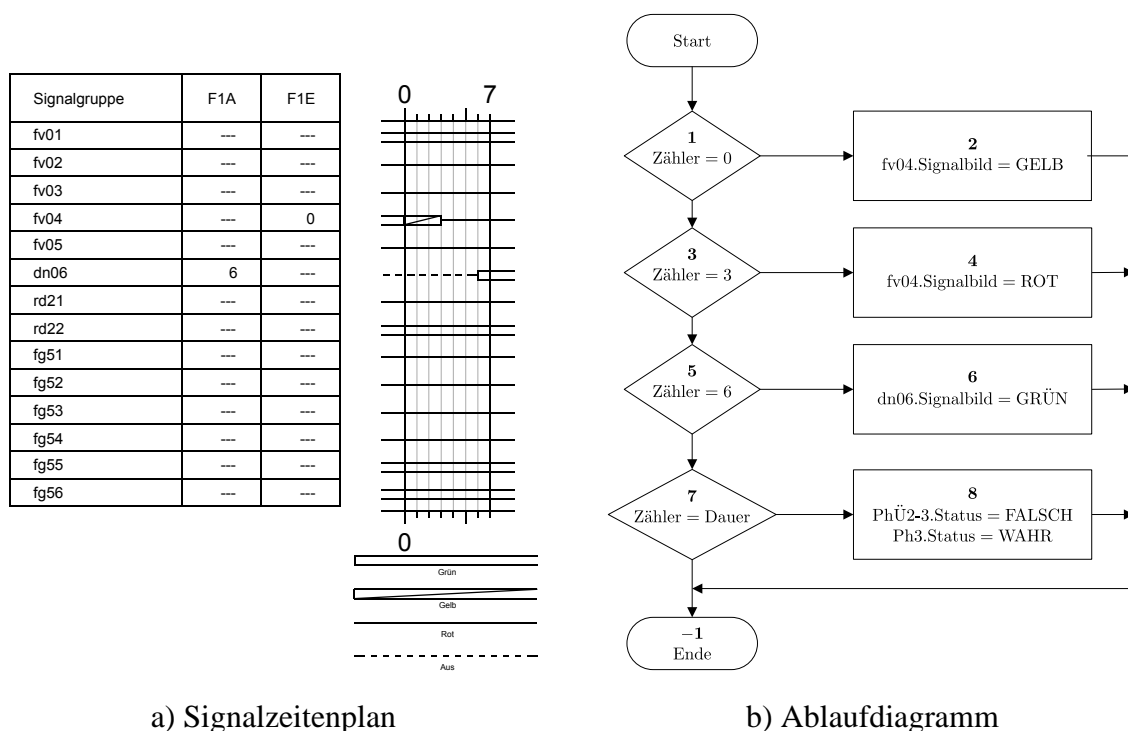


Abbildung 3.16: Phasenübergang PhÜ2-3, LSA 815, München als a) Signalzeitenplan [Kreisverwaltungsreferat, Landeshauptstadt München 2010] und b) Ablaufdiagramm eines Objekts der Klasse Phase.

Dauer des Phasenübergangs: 7 s. *Zähler* repräsentiert die aktuelle Phasenübergangssekunde.

Abbildung 3.16 verdeutlicht diese Transformation anhand eines realen Phasenübergangs: In Abhängigkeit der laufenden Phasenübergangssekunde (Attribut *Zähler*) wird entschieden, ob eine Veränderung des Signalbilds einer Signalgruppe stattfinden soll (WAHR-Ausgang nach rechts) oder nicht (FALSCH-Ausgang nach unten). Im ersten Fall werden dann im folgenden Operationselement den relevanten Signalgruppen die neuen Signalbilder zugewiesen. (Beispiel: Gemäß dem Signalzeitenplan zeigt die Signalgruppe fv04 in den ersten drei Sekunden GELB, anschließend bis zum Ende des Phasenübergangs ROT; diese Signalbildfolge wird über die Entscheidungselemente 1 bzw. 3 und die Operationselemente 2 bzw. 4 eingestellt.) Bei einem Phasenübergang muss das Attribut *Dauer* in [s] festgelegt sein, die Attribute *Ende_frühestes* und *Ende_spätestes* sind obsolet. Tabelle 3.12 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Phase zusammen.

Klasse Detektor

Die Attribute, die die Lage des Detektors im Netzmodell eindeutig bestimmen, sind die Zeichenkette *Kante* und die Gleitkommazahl *Position* (0), welche definiert ist als der Abstand in [m] zur Haltelinie; der Standardwert „0“ sorgt dafür, dass der Detektor in der in Flussrichtung letzten Zelle der Kante liegt. Ist $i = 0$ die in Flussrichtung gezählte erste Zelle der Kante¹⁵, so ergibt sich die Zelle i_{Det} mit dem Detektor zu:¹⁶

¹⁵Dies entspricht der allgemeinen Zählweise der Programmiersprache JAVA für Listenelemente.

¹⁶Die Abrundungsfunktion $\lfloor a \in \mathbb{R} \rfloor$ ergibt die nächst kleinere ganze Zahl von a , z. B. $\lfloor 18,96 \rfloor = 18$.

Tabelle 3.12: Klasse Phase.

Element	Datentyp/-struktur/ Funktion	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Name	Zeichenkette	Name der Phase (fakultativ)
Ende_frühestes	Ganze Zahl	frühestes Ende der Phase $[s_U]$
Ende_spätestes	Ganze Zahl	spätestes Ende der Phase $[s_U]$
Dauer	Ganze Zahl	festgelegte Dauer der Phase $[s]$ (nur bei Phasenübergängen erforderlich)
Status	Logischer Wert	WAHR, wenn Phase läuft, sonst FALSCH
Anforderung	Logischer Wert	WAHR, wenn Phase angefordert, sonst FALSCH
Zähler	Ganze Zahl	Inkrementalzähler $[s]$ startet, wenn die Phase beginnt zu laufen
Signalgruppen	verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Logikelemente	verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Ablauf	Funktion	durchläuft das Ablaufdiagramm Übergabewerte: Umlaufsekunde, Signalgruppen, Phasen, Detektoren, ÖPNV-Detektoren, Variablen Rückgabewert: –

Tabelle 3.13: Klasse Detektor.

Element	Datentyp	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Name	Zeichenkette	Name des Detektors (fakultativ)
Kante	Zeichenkette	ID der zugehörigen Kante im Netzmodell
Position	Gleitkommazahl	Abstand [m] vom Ende der Kante
Zelle	Zeichenkette	ID der zugehörigen Zelle im CTM
Zeitlücke	Gleitkommazahl	Zeitlücke zwischen zwei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen [s]
Zeitlücke_statisch	Logischer Wert	WAHR, bei Zeitlücke \geq Schwellwert, sonst FALSCH
Belegung	Gleitkommazahl	kann kontextbezogen belegt werden
Buspartikelgruppe	Zeichenkette	ID einer Buspartikelgruppe (siehe Seite 90)

$$i_{Det} = \lfloor \frac{l_a - Position}{\Delta x} \rfloor \quad [-]; \quad i \in \mathbb{N}_0, \quad (3.39)$$

wobei l_a die Länge der Kante und Δx die Zelllänge in [m] sind. Liegt ein Detektor genau zwischen zwei Zellen, wird er der stromaufwärtigen Zelle zugewiesen. Der Identifikator i_{Det} wird im Attribut *Zelle* gespeichert; dies ermöglicht einen Zugriff auf die Zellattribute.

Die wichtigste verkehrliche Messgröße eines Detektors ist die *Zeitlücke* (∞)¹⁷ zwischen zwei Fahrzeugen in [s], gespeichert als Gleitkommazahl. Sie wird innerhalb einer Phase relevant, wenn die Mindestfreigabezeit abgelaufen ist: Anhand des Vergleichs jeder ab diesem Zeitpunkt gemessenen Zeitlücke mit einem vorab definierten Grenzwert wird entschieden, ob die Freigabezeit verlängert wird oder nicht. Bei einigen Steuerungen ist diese Entscheidung nicht abhängig vom unmittelbaren Zeitpunkt der Abfrage, sondern davon, ob irgendeine Zeitlücke bis zu diesem Zeitpunkt größer war als der Grenzwert. Diese Steuerungsform benötigt zusätzlich den logischen Wert *Zeitlücke_statisch* (FALSCH), der auf WAHR gesetzt wird, wenn die gemessene Zeitlücke größer als der Grenzwert ist; somit ist diese Information bis zur konkreten Entscheidung gespeichert. Das Attribut *Belegung* (0) ist eine Gleitkommazahl die kontextbezogen belegt werden kann, z. B. mit der Anzahl an Fahrzeugen, die sich in der dem Detektor zugeordneten Zelle befinden.

Wenn die Lichtsignalanlage eine ÖPNV-Priorisierung bewirkt, wird zusätzlich noch das Attribut *Buspartikelgruppe* versorgt. Diese verkettete Liste verweist auf Objekte der Klasse *Buspartikel*, für die der Detektor eine An- oder Abmeldeeinrichtung darstellt. (Die Klasse *Buspartikel* wird im gleichnamigen Kapitel 3.6.3 detailliert beschrieben.) Tabelle 3.13 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Detektor zusammen.

¹⁷Dies repräsentiert die größtmögliche Gleitkommazahl in der verwendeten Programmiersprache.

Tabelle 3.14: Klasse ÖPNV-Detektor.

Element	Datentyp	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Name	Zeichenkette	Name des Detektors (fakultativ)
Anmeldung	Zeichenkette	ID des Detektors, an dem sich das ÖPNV-Fahrzeug anmeldet.
Abmeldung	Zeichenkette	ID des Detektors, an dem sich das ÖPNV-Fahrzeug abmeldet.
Zähler	Ganze Zahl	Inkrementalzähler [s] startet bei der Anmeldung mit dem Wert „Zähler_startwert“
Zähler_startwert	Ganze Zahl	Startwert des Inkrementalzählers [s]
Zähler_status	Logischer Wert	WAHR, wenn Zähler läuft, sonst FALSCH

Klasse ÖPNV-Detektor

Die Entwicklung der Klasse ÖPNV-Detektor (Tabelle 3.14) entstand aus der praktischen Besonderheit, dass bei den Lichtsignalsteuerungen mit ÖPNV-Priorisierung in München-Neuperlach die An- und Abmeldeeinrichtungen der ÖPNV-Fahrzeuge zu sogenannten „Meldepunktpaaren“ paarweise gebündelt sind. Die beiden wesentlichen Attribute sind die Zeichenketten *Anmeldung* und *Abmeldung*, welche jeweils den Identifikator des Detektors repräsentieren, an dem sich ein ÖPNV-Fahrzeug an die Lichtsignalanlage an- bzw. abmeldet. Die übrigen drei Attribute beziehen sich auf das praktische Steuerungselement „Zähler“: Passiert ein ÖPNV-Fahrzeug den Detektor zur Anmeldung, so wird der ganzzahlige Inkrementalzähler *Zähler* mit dem Standardwert *Zähler_startwert* (0)¹⁸ gestartet und der logische Wert *Zähler_status* (FALSCH) auf WAHR gesetzt; passiert das ÖPNV-Fahrzeug den Detektor zu Abmeldung, so wird *Zähler_status* auf FALSCH zurückgesetzt und der Inkrementalzähler stoppt.

3.6 Modellierung der Bewegung masseloser Partikel

3.6.1 Allgemeines

Das CTM kann als makroskopisches Verkehrsflussmodell grundsätzlich keine einzelnen Fahrzeuge abbilden. Diese mikroskopische Größe ist aber bei verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen meist obligatorisch, z. B. um Zeitlücken zwischen Fahrzeugen zu messen oder um ÖPNV-Fahrzeuge bei einer ÖPNV-Priorisierung am Ort ihrer Anmeldung detektieren zu können. Die Zeitlücke zwischen Fahrzeugen kann als Kehrwert des Verkehrsflusses approximiert und damit aus einer makroskopischen Kenngröße abgelei-

¹⁸Durch die Belegung dieses Attributs mit einem Wert ungleich „0“ kann der Annäherungsprozess des ÖPNV-Fahrzeugs an die Lichtsignalanlage parametrisiert werden.

tet werden (Gleichung (3.47) auf Seite 103), aber bei der Modellierung des Fahrtverlaufs eines ÖPNV-Fahrzeugs entlang einer Route mit zeitlich vorgeschriebenen Abfahrtszeiten und räumlich festgelegten Haltestellen ist dies nicht möglich. Zur Lösung dieses Dilemmas wurde das Prinzip der Modellierung der Bewegung masseloser Partikel (Chow u. a., 2010; Flötteröd, 2008) aufgegriffen und für die Anwendung im CTM operationalisiert. Die hieraus entwickelte Methodik wird im Folgenden vorgestellt. Zur besseren Übersicht werden die Namen von Attributen und Funktionen *kursiv* hervorgehoben. Bei einem Attribut folgt in Klammern (...) sein Standardwert bei der Initialisierung des Objekts. Alle Klassen haben als obligatorisches Attribut den eindeutigen Identifikator *ID* in Form einer Zeichenkette oder einer ganzen Zahl; zur näheren Beschreibung kann fakultativ noch ein *Name* als Zeichenkette vergeben werden.

3.6.2 Partikel

Klasse Partikel

Der Fahrtverlauf eines Fahrzeugs wird als die Bewegung eines masselosen Fahrzeugs im Netz abstrahiert und protokolliert. „Masselos“ bedeutet in diesem Zusammenhang, dass dieses Fahrzeug keinen Beitrag zur Zustandsvariable einer Zelle¹⁹ leistet und daher „Partikel“ genannt wird. Ein Partikel startet zum Zeitschritt *Abfahrt* die Fahrt entlang einer Route, welche bestimmt ist durch ein Objekt der Klasse Route. Die Regel zur Fortbewegung des Partikels innerhalb eines Zeitschritts Δt lautet:

Bewege das Partikel für die Dauer des Zeitschritts mit der Geschwindigkeit vorwärts, die in der Zelle herrscht in der sich das Partikel gerade befindet!

Diese Regel impliziert, dass sich ein Partikel bei einer sehr niedrigen Geschwindigkeit nur innerhalb der aktuellen Zelle fortbewegt, während es bei hoher bzw. freier Geschwindigkeit die aktuelle Zelle verlässt und in der Nachfolgezelle weiterfährt. Das Partikel bewegt sich auf diese Weise entlang seiner definierten Route, wobei folgende drei Attribute der Funktion *Bewegen* fortlaufend aktualisiert werden: (1.) die Ganzzahl *Zelle* (0), die der Index der verketteten Liste *Zellen* der Klasse Route ist und angibt, in welcher Zelle der Route sich das Partikel gerade befindet, (2.) die Gleitkommazahl *Position_in_zelle* (0), die den Abstand in [m] des Partikels vom stromaufwärtigen Rand der Zelle angibt, (3.) die Gleitkommazahl *Distanz_ist* (0), die dem zurückgelegten Weg des Partikels entspricht und fortlaufend aufsummiert wird. Die Gleitkommazahl *Distanz_soll* ist die Länge der Route. Ist *Distanz_ist* größer oder gleich *Distanz_soll*, so wird der logische Wert *Angekommen* (FALSCH) auf WAHR gesetzt und der aktuelle Zeitschritt wird im Attribut *Ankunft* (∞)²⁰ gespeichert. Die ganzzahlige *Reisezeit* (-1) des Partikels ist dann die Differenz zwischen *Ankunft* und *Abfahrt*; sie ist immer ein Vielfaches des Zeitintervalls Δt . Die *Verlustzeit* (0) ist eine Gleitkommazahl und definiert als Differenz in $[\Delta t]$ zwischen der Reisezeit des Partikels und der Reisezeit bei freiem Verkehrsfluss auf der gesamten Route (siehe Attribut *Reisezeit_freie* der Klasse Route). Im assoziativen Speicher *Historie* wird zu jedem

¹⁹Die Zustandsvariable einer Zelle ist die Anzahl an Fahrzeugen in ihr.

²⁰Dies repräsentiert die größtmögliche Gleitkommazahl in der verwendeten Programmiersprache.

Zeitschritt (Schlüssel des Speichers) der aktuelle Wert von *Distanz_ist* abgelegt. Der Weg jedes Partikels ist somit zeitlich diskretisiert protokolliert und nach Beendigung der Simulation lassen sich Zeit-Weg-Diagramme (Trajektorien) erstellen. Tabelle 3.15 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Partikel zusammen.

Klasse Route

Aus der Sicht eines Partikels entspricht eine Route einer Abfolge von Zellen des CTM, welche in der verketteten Liste *Zellen* verzeichnet sind und die es nacheinander durchfährt. Die Generierung der Liste Zellen wird bestimmt durch drei Parameter: (1.) Eine verkettete Liste von Kanten des Netzmodells, die in Flussrichtung geordnet sind, (2.) die Gleitkommazahl *Startposition_kante*, die eine Position auf der ersten Kante der Route in [m] vom stromaufwärtigen Kantenende festlegt, (3.) die Gleitkommazahl *Zielposition_kante*, die eine Position auf der letzten Kante der Route in [m] vom stromaufwärtigen Kantenende festlegt. Die Bestimmung der Start- und Zielposition auf den Kanten entsteht durch Verhältnisrechnung, da jeder Kante die Anzahl ihrer Zellen und ihre Länge bekannt ist. Ebenso werden die Attribute *Startposition_zelle* und *Zielposition_zelle* belegt. Sie bezeichnen die genaue Position des Partikels in [m] vom stromaufwärtigen Zellenrand bezogen auf die Zelle, in der es seine Route startet bzw. beendet. Die Gleitkommazahl *Distanz* (0) repräsentiert die Länge der Route in [m] und wird in der Funktion *Distanz_berechnen* als Summe aller Zelllängen der Liste Zellen abzüglich der Werte der Attribute *Startposition_zelle* und *Zielposition_zelle* berechnet. Die Reisezeit in [Δt] bei freiem Verkehrsfluss auf der gesamten Route ist die Gleitkommazahl *Reisezeit_freie*; sie ergibt sich ebenfalls über Verhältnisrechnung aus der Länge der Route und ihrer Kantenparameter Freie Geschwindigkeit (siehe Kapitel 3.7 auf Seite 97).

In jedem Zeitschritt der Simulation ist die aktuelle mittlere Reisezeit auf der Kante in [Δt] als Gleitkommazahl *Reisezeit_mittlere* bekannt. Für ihre Berechnung wird zunächst die Summe der Reisezeiten der Partikel berechnet, die die Route komplett befahren haben (Summe über die Attribute *Reisezeit* bei den Partikeln mit *Angekommen* = WAHR) und ganzzahlig als *Reisezeit_summe* gespeichert; anschließend teilt man *Reisezeit_summe* durch die Anzahl der angekommenen Partikel. Das Attribut *Verlustzeit_bus* erlaubt Aussagen zur mittleren gewichteten Verlustzeit von Bussen (bzw. Buspartikelgruppen) die eine Route über einen längeren Zeitraum befahren; es wird im folgenden Kapitel Buspartikel auf Seite 96 ausführlich beschrieben. Tabelle 3.16 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Route zusammen.

3.6.3 Buspartikel

In diesem Kapitel wird eine Methodik beschrieben, die die Modellierung der Bewegung masseloser Partikel zur Abbildung von Lichtsignalsteuerungen mit ÖPNV-Priorisierung benutzt. Ein Buspartikel ist wiederum ein masseloses Fahrzeug, das sich unter den gegebenen Umständen im Verkehrsfluss bewegt aber keinen Beitrag zur Zustandsvariable einer Zelle leistet. Die Bewegung eines Busses im Netz besitzt jedoch fünf charakteristische Eigenschaften, die sich von denen eines normalen Partikels unterscheiden:

Tabelle 3.15: Klasse Partikel.

Element	Datentyp/-struktur/ Objekt/Funktion	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Abfahrt	Ganze Zahl	Zeitschritt, in dem das Partikel startet
Route_id	Zeichenkette	ID der zu folgenden Route (= Attribut ID eines Objekts der Klasse Route)
Route	Route	bestimmt die Route, der das Partikel zu folgen hat (Kopie des Objekts der Klasse Route, dessen Attribut ID = Route_id ist)
Zelle	Ganze Zahl	Index der Zelle (in der Liste Zellen der Klasse Route), in der sich das Partikel befindet
Position_in_zelle	Gleitkommazahl	Abstand [m] des Partikels vom stromaufwärtigen Zellenrand
Distanz_ist	Gleitkommazahl	zurückgelegter Weg des Partikels in [m] bezogen auf seinen Abfahrtsort
Distanz_soll	Gleitkommazahl	Länge der Route in [m], die das Partikel abfahren soll (= Attribut Distanz eines Objekts der Klasse Route)
Angekommen	Logischer Wert	WAHR, bei $Distanz_ist \geq Distanz_soll$, sonst FALSCH
Ankunft	Ganze Zahl	Zeitschritt, in der das Partikel ankommt
Reisezeit	Ganze Zahl	Differenz in $[\Delta t]$ zwischen Ankunft und Abfahrt
Historie	Assoziativer Speicher	Schlüssel: Zeitschritt Wert: Distanz_ist
Bewegen	Funktion	bewegt das Partikel gemäß der Regel auf Seite 89 vorwärts Übergabewert: Aktueller Zeitschritt Rückgabewert: –

Tabelle 3.16: Klasse Route.

Element	Datentyp/-struktur/ Funktion	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Zellen	Verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Kanten	Verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Startposition_kante	Gleitkommazahl	Startposition auf der ersten Kante der Route in [m] vom stromaufwärtigen Kantenende
Startposition_zelle	Gleitkommazahl	Startposition in der ersten Zelle der Route in [m] vom stromaufwärtigen Zellenrand
Zielposition_kante	Gleitkommazahl	Zielposition auf der letzten Kante der Route in [m] vom stromaufwärtigen Kantenende
Zielposition_zelle	Gleitkommazahl	Zielposition in der letzten Zelle der Route in [m] vom stromaufwärtigen Zellenrand
Distanz	Gleitkommazahl	Länge der Route in [m]
Reisezeit_freie	Gleitkommazahl	Reisezeit in $[\Delta t]$ bei freiem Verkehrsfluss auf der gesamten Route
Reisezeit_summe	Ganze Zahl	Summe der Reisezeiten in $[\Delta t]$ der Partikel, die die Route komplett befahren haben
Reisezeit_mittlere	Gleitkommazahl	mittlere Reisezeit in $[\Delta t]$ auf der Route
Verlustzeit_bus	Gleitkommazahl	mittlere gewichtete Verlustzeit in $[\Delta t]$ aller Buspartikelgruppen, die die Route befahren haben
Distanz_berechnen	Funktion	berechnet die Distanz der Route Übergabewert: Kanten Rückgabewert: –

1. Der Bus ist einer Buslinie zugeordnet.
2. Eine Buslinie hat einen festen Linienverlauf, d. h. eine definierte Abfolge von Haltestellen, die jeder Bus der Buslinie in Form einer Route zwischen Start- und Endhaltestelle befolgt.
3. An jeder Haltestelle hat der Bus eine planmäßige Abfahrtszeit, die in Form eines Fahrplans dokumentiert ist.
4. Die Fahrgastwechseldauer an den Haltestellen ist stochastisch verteilt, daher hat der Bus an jeder Haltestelle eine unterschiedlich lange Aufenthaltszeit.
5. Die tatsächliche Abfahrtszeit des Busses an einer Haltestelle kann, z. B. wegen 4. und/oder Verzögerungen im Fahrtverlauf, später sein als die planmäßige Abfahrtszeit, aber sie könnte unter günstigen Umständen theoretisch auch früher erfolgen; ersterer Fall wird im Folgenden als „Verspätung“ bezeichnet, letzterer als „Puffer“.

Bei einem realen Fahrtverlauf eines Busses von seiner Start- zu seiner Endhaltestelle sind die ersten drei Eigenschaften (Buslinie, Linienverlauf, planmäßige Abfahrtszeit) statisch, weil sie schon zu Beginn der Fahrt feststehen und sich währenddessen nicht mehr ändern. Die beiden letzten Eigenschaften (Fahrgastwechseldauer, tatsächliche Abfahrtszeit) sind hingegen dynamisch, da sie an jeder Haltestelle neu bestimmt werden und sich gegenseitig bedingen: Muss ein Bus an einer Haltestelle verspätet abfahren, z. B. infolge eines sehr langen Fahrgastwechsels oder einer Verzögerung im vorherigen Fahrtverlauf, so ist auch die Abfahrtszeit an der nächsten Haltestelle verspätet, es sei denn, der Bus kann die Verspätung „aufholen“, z. B. weil der Fahrtverlauf und/oder der Fahrgastwechsel nicht länger dauern als im Fahrplan vorgesehen. Auf die Abbildung der mikroskopischen Abhängigkeit zwischen der Fahrgastwechseldauer und der tatsächlichen Abfahrtszeit wurde bei der Entwicklung der Methodik im Forschungs- und Entwicklungsprojekt EmoSIV+ (Schüler u. a., 2011) jedoch bewusst verzichtet. Einerseits lagen für den Anwendungsfall München-Neuperlach keine Daten zur stochastischen Verteilung der Fahrgastwechseldauer vor, andererseits geht sie nicht mit der makroskopischen Auflösung des Verkehrsfluss im CTM einher. Stattdessen wurde sich darauf konzentriert, die aus den dynamischen Eigenschaften eines Buspartikels resultierenden Wirkungen mit dem CTM abzuschätzen.

Klasse Buslinie

Das wichtigste Attribut dieser Klasse ist die verkettete Liste *Routen*, deren Objekte der Klasse *Route* aneinandergereiht den Linienverlauf der Buslinie zwischen Start- und Endhaltestelle repräsentieren. Anders als der Linienverlauf eines realen Busses wird der Linienverlauf im CTM aus mehreren verketteten Routen zusammengesetzt, welche jeweils nur zwei aufeinanderfolgende Haltestellen verbinden. Der Fahrtverlauf eines Busses wird ebenfalls nicht entlang des gesamten realen Linienverlaufs zwischen Start- und Endhaltestelle modelliert, sondern nur entlang jeder einzelnen Route, d. h. nur zwischen zwei aufeinanderfolgenden Haltestellen.

Tabelle 3.17: Klasse Buslinie.

Element	Datentyp	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Routen	Verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Buspartikelgruppen	Verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse

Diese Abbildungsweise erfüllt direkt die erste und zweite charakteristische Eigenschaft der Bewegung eines ÖPNV-Fahrzeugs (Buslinie, Linienverlauf). Die übrigen Eigenschaften (planmäßige Abfahrtszeit, Fahrgastwechseldauer, tatsächliche Abfahrtszeit) lassen sich im makroskopischen CTM nur indirekt abbilden: Anstatt den realen Fahrtverlauf eines Busses entlang einer Route anhand eines einzelnen Partikels zu simulieren wird er anhand der Fahrtverläufe mehrerer Objekte der Klasse Buspartikel abstrahiert, welche zu einer Buspartikelgruppe zusammengefasst sind. An jeder Haltestelle wird für jede Abfahrtszeit im Fahrplan eine eigene Buspartikelgruppe angelegt. Über die verkettete Liste *Buspartikelgruppen* kann auf alle Buspartikelgruppen der Buslinie zugegriffen werden. Tabelle 3.17 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Buslinie zusammen.

Klassen Buspartikel und Buspartikelgruppe

Für ein Buspartikel gilt dieselbe Regel zur Fortbewegung wie für ein Partikel (Kapitel 3.6.2, Seite 89). Die Klasse Buspartikel ist daher eine spezielle Klasse der generellen Klasse Partikel; sie besitzt implizit all deren Attribute und Funktionen und es müssen nur noch relevante Attribute versorgt werden.

Würde man über einen längeren Zeitraum an einer Bushaltestelle die tatsächliche Abfahrtszeit eines Busses mit seiner planmäßigen vergleichen, so würde man feststellen, dass die Differenz stochastisch ist. Verbal könnte man ihre Verteilung so beschreiben: Meistens verlässt der Bus pünktlich die Haltestelle, manchmal zu spät, selten zu früh. Bei der Entwicklung der Klasse Buspartikelgruppe wird diese Gesetzmäßigkeit berücksichtigt, jedoch müssen zwei vereinfachende Randbedingungen vorausgesetzt werden: (1.) Die zeitliche Auflösung der Abfahrtszeiten der Busse hat die Einheit $[t]$, d. h. sie entspricht den Zeitschritten des CTM mit dem Zeitintervall Δt [s]; (2.) die Abfahrtszeiten an einer Haltestelle sind normal verteilt mit $t_{ab} \sim \mathcal{N}(Abfahrt_soll, \sigma^2)$, wobei das Attribut *Abfahrt_soll* der Zeitschritt der planmäßigen Abfahrt (Mittelwert der Verteilung) und die ganzzahlige *Standardabweichung* σ [s] bekannt sein müssen. Im CTM startet ein Buspartikel also entweder genau zur planmäßigen Abfahrtszeit oder mit n Zeitschritten Verspätung ($t_{ab} = Abfahrt_soll + n \cdot \Delta t$) bzw. Puffer ($t_{ab} = Abfahrt_soll - n \cdot \Delta t$). Jedes Buspartikel hat die Gleitkommazahl *Gewicht* (1) als Attribut, welches dem Funktionswert der Dichteverteilung von $t_{ab} \sim \mathcal{N}(Abfahrt_soll, \sigma^2)$ an der Stelle t_{ab} entspricht.

Die Funktion *Erzeugen* initialisiert eine Buspartikelgruppe für $n = \frac{3 \cdot \sigma}{\Delta t}$ Zeitschritte. Da bei einer Normalverteilung ca. 99,7 % der Gesamtfläche innerhalb des Intervalls

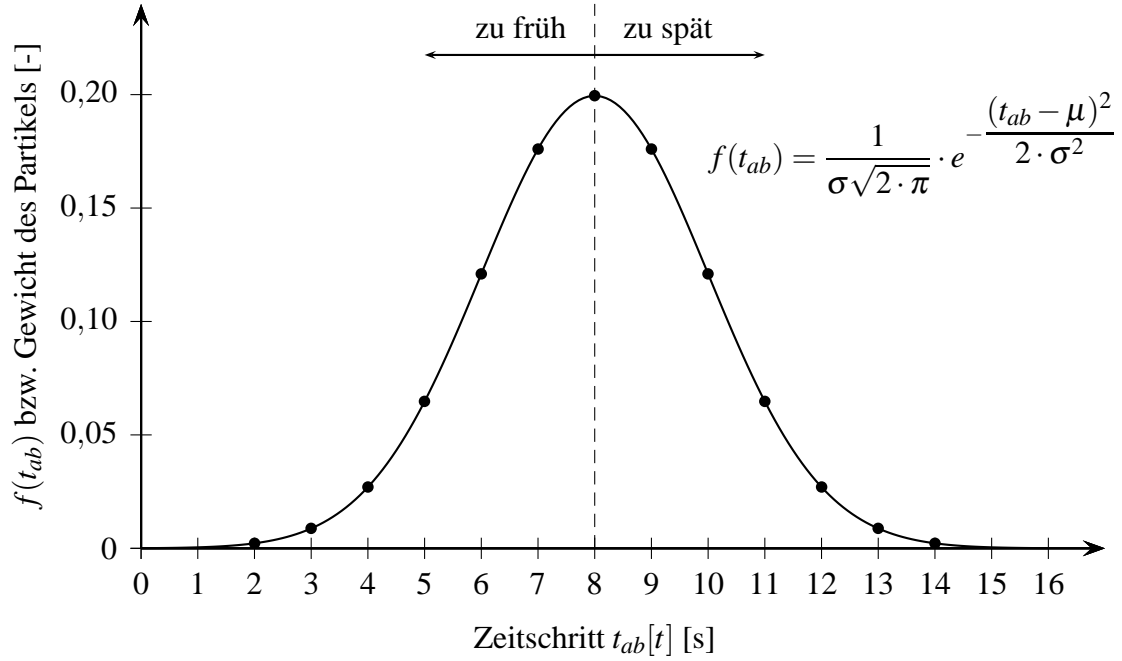


Abbildung 3.17: Dichteverteilung von normalverteilten Abfahrtszeiten $t_{ab} \sim \mathcal{N}(\text{Abfahrt_soll}, \sigma^2)$ mit $\text{Abfahrt_soll} = 8$ und $\sigma = 2$, repräsentative Buspartikelgruppe mit $N = 13$ Buspartikeln (•) und zugehörigen Gewichten.

Die Ordinate ist der Funktionswert der Dichteverteilung bzw. der Wert des Buspartikels-Attributs *Gewicht*.

$[-3 \cdot \sigma, +3 \cdot \sigma]$ liegen, repräsentiert diese Buspartikelgruppe nahezu alle tatsächlichen Abfahrtszeiten. Die Anzahl der Buspartikel N in einer Buspartikelgruppe ist dann:

$$N = 1 + \frac{6 \cdot \sigma}{\Delta t}, \quad (3.40)$$

Der erste Summand ist hierbei das Buspartikel, das zur planmäßigen Abfahrtszeit startet; der zweite Summand sind die beiden Gruppen von Buspartikeln, die mit Verspätung bzw. mit Puffer starten. Abbildung 3.17 verdeutlicht diese Zusammenhänge anhand eines numerischen Beispiels: Dargestellt ist die Dichteverteilung von normalverteilten Abfahrtszeiten $t_{ab} \sim \mathcal{N}(\text{Abfahrt_soll}, \sigma^2)$ mit $\text{Abfahrt_soll} = 8$ und $\sigma = 2$, die repräsentative Buspartikelgruppe aus $N = 13$ Buspartikeln und deren Funktionswert bzw. *Gewicht*.

Ein anderes zeitliches Attribut ist *Ankunft_soll* ($-\infty$), welches den letztmöglichen Zeitschritt festlegt, in dem ein Bus an einer Haltestelle ankommen muss, damit er nach Beendigung des Fahrgastwechsels pünktlich abfährt. Dieser Wert ist vom Nutzer als Konstante zu wählen und er ist zugleich der Referenzwert bei der Entscheidung, ob ein Buspartikel pünktlich oder verspätet an einer Haltestelle ankommt. Das ganzzahlige Attribut *Verlustzeit* (0) berechnet sich demzufolge als Differenz in $[\Delta t]$ zwischen dem Zeitschritt der tatsächlichen Ankunft eines Buspartikels und dem Wert seines Attributs *Ankunft_soll*. Die Verlustzeit ist positiv, wenn das Buspartikel die Haltestelle später als zum im Attribut *Ankunft_soll* definierten Zeitschritt erreicht (Bus ist „verspätet“); sie ist negativ bzw. gleich 0, wenn das Buspartikel die Haltestelle früher bzw. genau zum Zeitschritt *Ankunft_soll* erreicht (Bus ist „pünktlich“).

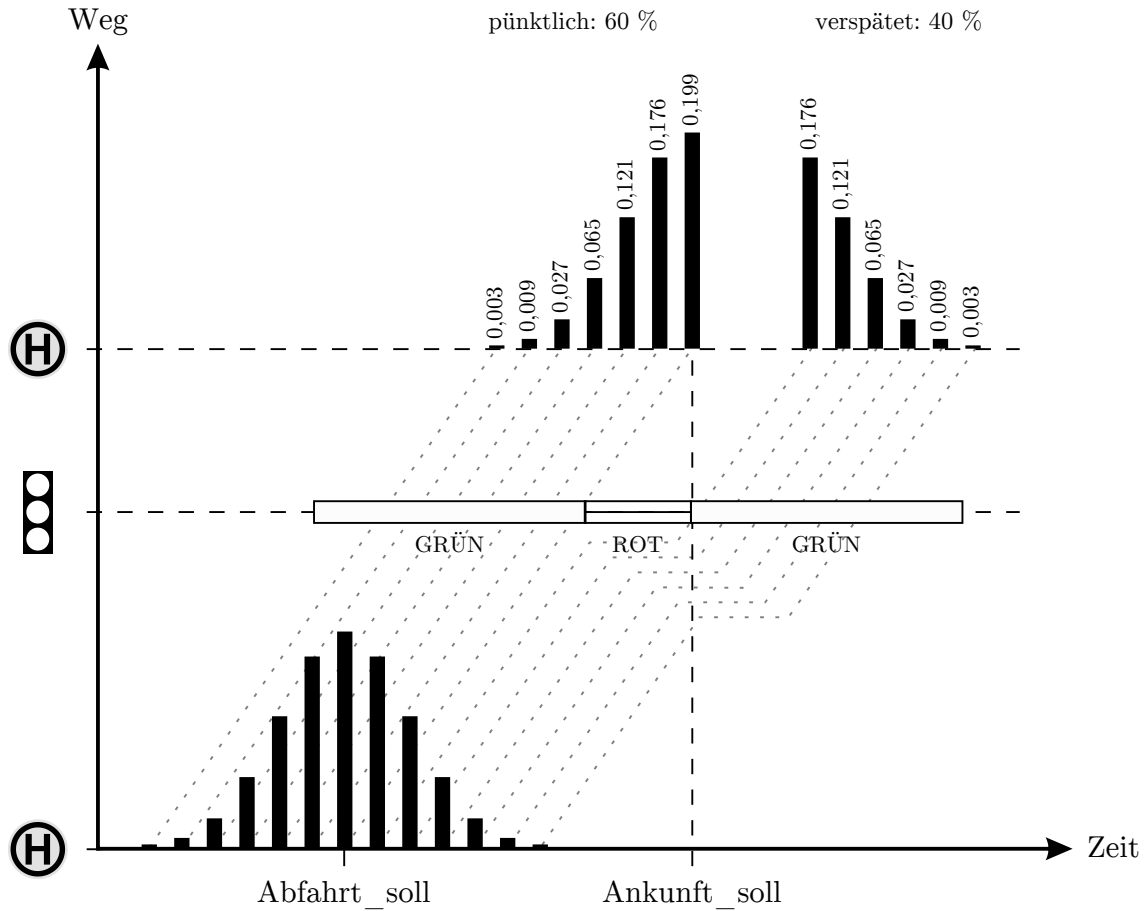


Abbildung 3.18: Schematisches Zeit-Weg-Diagramm der Fahrt von $N = 13$ Buspartikeln (Balken) der Buspartikelgruppe aus Abbildung 3.17.

Die Balkengröße eines Partikels ist äquivalent dem Wert seines Attributs *Gewicht*. Die Buspartikelgruppe startet an der Starthaltestelle und bewegt sich geschlossen vorwärts. An der LSA müssen einige Buspartikel halten, daher erreichen sie die Endhaltestelle nach dem Zeitschritt *Ankunfts_soll* und sind verspätet.

Die Summierung der Gewichte der verspäteten und pünktlichen Buspartikel erlaubt es Aussagen darüber zu treffen, mit welcher Wahrscheinlichkeit ein realer Bus die Haltestelle pünktlich erreicht. Abbildung 3.18 veranschaulicht diese Zusammenhänge anhand des Zeit-Weg-Diagramms der Buspartikelgruppe aus Abbildung 3.17 entlang ihrer Route zwischen zwei aufeinanderfolgenden Haltestellen: Die Gruppe startet zusammenhängend an der Starthaltestelle, wird aber an einer Lichtsignalanlage getrennt, sodass die Wahrscheinlichkeit einer pünktlichen Ankunft eines realen Busses an der Endhaltestelle nur 60 % (Summe der Gewichte der pünktlichen Buspartikel) beträgt.

Das Attribut *Verlustzeit_bus* in $[\Delta t]$ der Klasse *Route* erlaubt Aussagen zur mittleren gewichteten Verlustzeit aller Buspartikelgruppen (bzw. Busse), die eine Route über einen längeren Zeitraum befahren. Es kann in jedem Zeitschritt als Gleitkommazahl berechnet werden, wobei nur die Buspartikel in der Rechnung berücksichtigt werden, die die Route vollständig befahren haben:

$$Verlustzeit_bus = \frac{\sum Verlustzeit \cdot Gewicht}{\sum Gewicht} \quad \forall Buspartikel \mid Angekommen = WAHR. \quad (3.41)$$

Tabelle 3.18: Klasse Buspartikel.

Element	Datentyp	Bezeichnung oder Definition
Ankunft_soll	Ganze Zahl	Zeitschritt, in dem das Buspartikel ankommen soll
Verlustzeit	Ganze Zahl	Differenz in $[\Delta t]$ zwischen dem Zeitschritt der tatsächlichen Ankunft eines Buspartikels und dem Wert seines Attributs <i>Ankunft_soll</i>
Gewicht	Gleitkommazahl	Funktionswert der Dichteverteilung $t_{ab} \sim \mathcal{N}(Abfahrt_soll, \sigma^2)$ an der Stelle t_{ab}

Tabelle 3.18 bzw. 3.19 fasst alle Attribute und Funktionen der Klasse Buspartikel bzw. Buspartikelgruppe zusammen. Abbildung 3.19 ist eine Übersicht aller Klassen zur Modellierung der Bewegung masseloser Partikel im CTM.

3.7 Eingangsdaten

Das CTM ist mit Eingangsdaten aus vier Gruppen zu versorgen (Tabelle 3.20).

Zeitintervall. Die Wahl des Zeitintervalls Δt [s] ist generell nur von einer Randbedingung abhängig: Da sich die Länge der Zellen Δx im CTM bestimmt zu $\Delta x = v_f \cdot \Delta t$, darf es maximal nur so groß sein, dass die kürzeste Kante des Netzmodells noch mit einer Zelle darstellbar ist. Es muss also gelten:

$$\Delta t \leq \frac{l_a}{v_f} \quad \forall a (a \in E \wedge a \notin K), \quad (3.42)$$

wobei l_a die Länge der Kante a ist. Je größer das Zeitintervall, desto weniger Zellen enthält das CTM und desto schneller wird die Simulation des Verkehrsflusses verlaufen. Dieser Zusammenhang wird eigentlich nur im ersten Anwendungsbereich des CTM, der Verkehrsflussmodellierung auf Autobahnabschnitten (Kapitel 2.2.1), relevant, da in den beiden anderen Anwendungsbereichen, Verkehrsflussmodellierung in Hauptstraßennetzen (Kapitel 2.2.2) und Optimierung der Lichtsignalanlagen in Hauptstraßennetzen (Kapitel 2.2.3), die Lichtsignalanlagen im Verkehrsnetz ohnehin ein sehr kurzes Zeitintervall von z. B. 1 s bedingen.

Kantenparameter. Neun Parameter müssen für jede Kante a ($a \in E \wedge a \notin K$) vor Beginn der Simulation belegt werden. Die Parameter unterteilen sich in zwei Gruppen. Zu der ersten Gruppe zählen die Parameter, die die Topologie beschreiben:

- Länge l_a [m],
- Anzahl ihrer Fahrsteifen [–],

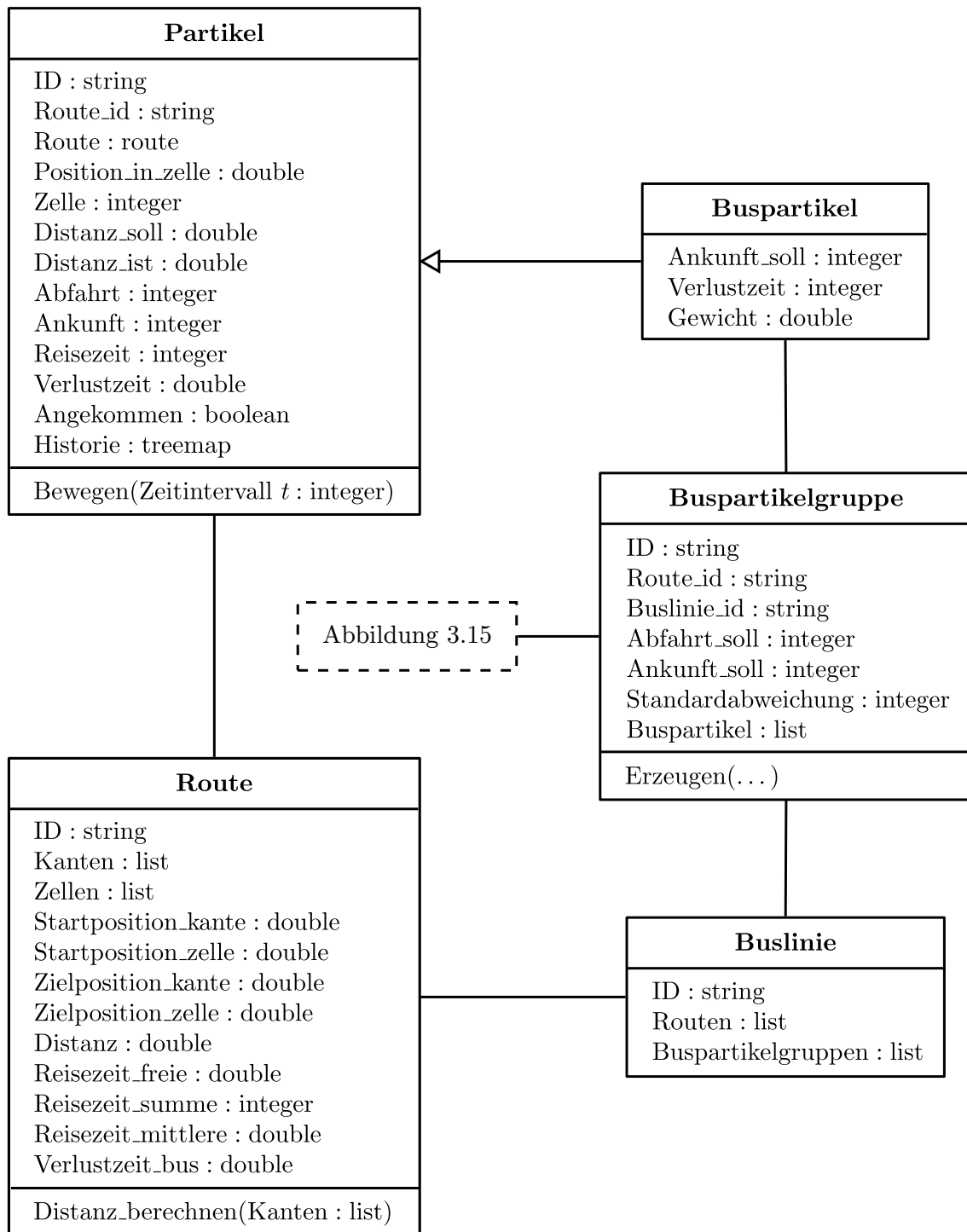


Abbildung 3.19: Klassendiagramm zur Modellierung der Bewegung masseloser Partikel.
 string = Zeichenkette, integer = Ganze Zahl, double = Gleitkommazahl, list = verkettete Liste, treemap =
 assoziativer Speicher, boolean = logischer Wert, Abbildung 3.15 auf Seite 79.

Tabelle 3.19: Klasse Buspartikelgruppe.

Element	Datentyp	Bezeichnung oder Definition
ID	Zeichenkette	eindeutiger Identifikator
Routen_id	Zeichenkette	ID der zu folgenden Route (= Attribut <i>ID</i> eines Objekts der Klasse Route)
Buslinie_id	Zeichenkette	ID der Buslinie der Buspartikelgruppe (= Attribut <i>ID</i> eines Objekts der Klasse Buslinie)
Abfahrt_soll	Ganze Zahl	Zeitschritt der planmäßigen Abfahrtszeit laut Fahrplan
Ankunft_soll	Ganze Zahl	letztmöglicher Zeitschritt, in dem der Bus an der nächsten Haltestelle ankommen kann, um dort pünktlich abzufahren
Standardabweichung	Ganze Zahl	Standardabweichung der normalverteilten Abfahrtszeiten
Buspartikel	Verkettete Liste	verweist auf Objekte der gleichnamigen Klasse
Erzeugen	Funktion	Initialisiert eine Buspartikelgruppe

- vorfahrtberechtigte Kanten $[a]$ sowie
- Aufteilungsparameter β $[-]$ der Abbiegeströme.

Bei der einfachen Verbindung zweier Kanten ist $\beta = 1$. Bei Knoten, die mehrere Kanten verknüpfen, d. h. die Endknoten einer Kante und Anfangsknoten von mehr als einer Kante sind und an denen sich der Verkehrsfluss verzweigt, sind die Aufteilungsparameter β der Abbiegeströme vom Nutzer zu belegen, z. B. im Verhältnis der gemessenen Verkehrsstärken, wobei $\sum \beta \stackrel{!}{=} 1$ gelten muss. Die zweite Gruppe bilden die Parameter, die das Fundamentaldiagramm aufspannen:

- Freie Geschwindigkeit v_f [km/h],
- Kapazität Q [Fz/h],
- Stoßwellengeschwindigkeit w [km/h] und
- maximale Verkehrsdichte k_{max} [Fz/km] pro Fahrstreifen.

Bei einem dreieckigen Fundamentaldiagramm sind nur drei zu wählen bzw. aus Messungen zu bestimmen²¹, z. B. v_f , Q und k_{max} . Der letzte Parameter ist die

- Anfangsbelastung [Fz] der Kante,

die im ersten Zeitschritt proportional auf alle Zellen der Kante verteilt wird.

²¹Kapitel 2.3.1 → Maximal vier unabhängige Modellparameter.

Tabelle 3.20: Eingangsdaten.

Gruppe	Datum	Einheit	Anmerkungen
Zeitintervall	Δt	[s]	u. d. N. $\Delta t \leq \frac{l_a}{v_f}$
Kantenparameter	Länge, l_a	[m]	
	Anzahl der Fahrstreifen	[–]	
	vorfahrtberechtigte Kanten	[a]	
	Aufteilungsparameter, β	[–]	u. d. N. $\sum \beta = 1$
	freie Geschwindigkeit, v_f	[km/h]	
Knotenparameter	Kapazität, Q	[Fz/h]	pro Fahrstreifen
	Stauwellengeschwindigkeit, w	[km/h]	
	maximale Verkehrsdichte, k_{max}	[Fz/km]	pro Fahrstreifen
	Anfangsbelastung	[Fz]	
	Verkehrsnachfrage an den Quellknoten	[Fz/ Δt]	deterministisch oder stochastisch
Lichtsignalanlagen	Kapazitätsbeschränkungsfunktionen		gemäß (HCM, 2010) oder (HBS, 2009)
	Steuerungsstruktur		Signalzeitenpläne oder Ablaufdiagramme
	Signalgruppen und Signalgeber		
	Detektoren		Zuordnung zu den Kanten des Netzmodells

Knotenparameter. Die Quellknoten $Q \subseteq V$ haben als Parameter die Verkehrsnachfrage in der Einheit $\left[\frac{Fz}{\Delta t}\right]$. Außerdem muss festgelegt werden, ob sie deterministisch oder stochastisch abgebildet werden soll. Dementsprechend fließt sie später in jedem Zeitschritt in die der Quelle zugeordneten Kante(n) ein. Für die Nachfragebeschränkungsfunktion im INMC können die empirischen Kapazitätsbeschränkungsfunktionen des Highway Capacity Manual (HCM, 2010) oder Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, 2009) als Vorlagen genommen werden. Bei der Verwendung des HBS müssen die I Nachfragezellen i gemäß dem hierarchischen Rang ihrer ausgehenden Flüsse absteigend geordnet sein.

Lichtsignalanlagen. Für alle Lichtsignalanlagen im Verkehrsnetz müssen bekannt sein:

- Die Steuerungsstruktur als Signalzeitenpläne oder Ablaufdiagramme²²;
- die Signalgruppen, deren Signalgeber und die zugeordneten Kanten im Netzmodell;
- eventuell bei einer verkehrsabhängigen Steuerung die Lage der Detektoren auf den Kanten des Verkehrsnetzes, z. B. als Abstand [m] von der Haltelinie.

3.8 Verkehrliche Kenngrößen

3.8.1 Definition

Mit dem CTM lassen sich eine Vielzahl von direkten und indirekten verkehrlichen Kenngrößen berechnen. Direkte verkehrliche Kenngrößen lassen sich unmittelbar mit den Modellgleichungen des CTM berechnen; indirekte verkehrliche Kenngrößen lassen sich aus den direkten Größen herleiten oder abschätzen. Zur Vereinfachung der Notationen der Gleichungen in den folgenden Kapitel wird der Abfluss aus einer Zelle i einheitlich mit q_j bezeichnet. Ist die Zelle i Teil einer Kante, so ist q_j äquivalent mit dem Abfluss in die stromabwärts liegende Nachfolgerzelle q_j gemäß Gleichung (3.1) auf Seite 52. Ist die Zelle i Teil eines Knotenpunkts, so entspricht q_j der Summe der Abflüsse in die einzelnen Nachfolgerzellen gemäß Kapitel 3.4.1.

3.8.2 Direkte verkehrliche Kenngrößen

Verkehrsstärken der Ab- bzw. Zuflüsse. Bei einer Kante berechnet sich die Verkehrsstärke des Abflusses q_j im aktuellen Zeitschritt t aus einer Zelle i in ihre stromabwärts liegende Nachfolgerzelle gemäß Gleichung (3.1) auf Seite 52. Der Zufluss q_i in die Zelle i ist identisch mit dem Abfluss aus der stromaufwärtigen Vorgängerzelle $i - 1$. Ist die Zelle Teil eines Knotenpunkts, berechnet sich ihr Abfluss q_j und Zufluss gemäß Kapitel 3.4.1.

²²Ein Ablaufdiagramm ist die gängigste Dokumentation der Steuerungsstruktur einer verkehrsabhängigen Lichtsignalsteuerung und orientiert sich an DIN66001 (1983). Mathematisch betrachtet ist es im Wesentlichen ein Graph $G = (E, O, K)$ ohne Mehrfachkanten, wobei E die Menge der rautenförmig dargestellten Entscheidungen, O die Menge der rechteckig dargestellten Operationen und K die Menge der gerichteten Kanten zwischen den Elementen ist. Start und Ende markieren Rechtecke mit gerundeten Ecken. Der WAHR-Ausgang einer Entscheidung sollte immer nach rechts, der FALSCH-Ausgang immer nach unten dargestellt werden (RiLSA, 2010).

Mittlere Verkehrsdichte. Die Anzahl der Fahrzeuge n_i in der Zelle i aus Gleichung (3.2) geteilt durch die Länge der Zelle Δx definiert die Dichte zu Beginn des Zeitschritts t , wobei $(q_i(t) - q_j(t)) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x}$ die Dichteänderung während des Zeitschritts t ist. Die mittlere Verkehrsdichte \hat{k}_i in der Zelle i während des Zeitschritts t ist somit:

$$\hat{k}_i(t) = \frac{n_i(t)}{\Delta x} + \frac{1}{2} \cdot \frac{(q_i(t) - q_j(t)) \cdot \Delta t}{\Delta x} \quad \left[\frac{\text{Fz}}{\Delta x} \right]. \quad (3.43)$$

3.8.3 Indirekte verkehrliche Kenngrößen

Mittlere Verkehrsstärke. Die mittlere Verkehrsstärke \hat{q} in der Zelle i im aktuellen Zeitschritt t kann als arithmetisches Mittel ihres Zu- und Abflusses berechnet werden:

$$\hat{q}_i(t) = \frac{1}{2} \cdot (q_i(t) + q_j(t)) \quad \left[\frac{\text{Fz}}{\Delta t} \right]. \quad (3.44)$$

Momentane Geschwindigkeit. Anhand der fundamentalen Gleichung der makroskopischen Verkehrsflussmodellierung $q = k \cdot v$ (Gleichung (2.1) auf Seite 18) sollten nicht ohne Bedacht allgemeingültige Aussagen über die Geschwindigkeit innerhalb der Zelle i getroffen werden, z. B. in der Art $v_i(t) = \frac{q_i(t)}{k_i(t)}$ oder $v_i(t) = \frac{q_j(t)}{k_i(t)}$: Diese Gleichung gilt nur bei stationärem Verkehr²³, d. h. für den Fall $q_i(t) = q_j(t)$. Diese beiden Flüsse können aber völlig unterschiedlich sein, z. B. vor einer Lichtsignalanlage während der Sperrzeit: Für den Abfluss gilt $q_j(t) = 0$, für den Zufluss hingegen $q_i(t) \in [0, Q_i]$.

Die momentane Geschwindigkeit in der Zelle in $\left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$ wird aus der mittleren Verkehrsstärke $\hat{q}_i(t)$ (Gleichung (3.44)) und der mittleren Verkehrsdichte $\hat{k}_i(t)$ (Gleichung (3.43)) abgeleitet (Flötteröd, 2008):

$$v_i(t) = \frac{\hat{q}_i(t)}{\hat{k}_i(t)} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (q_i(t) + q_j(t))}{\frac{n_i(t)}{\Delta x} + \frac{1}{2} \cdot \frac{(q_i(t) - q_j(t)) \cdot \Delta t}{\Delta x}} = \frac{(q_i(t) + q_j(t)) \cdot \Delta x}{2 \cdot n_i(t) + (q_i(t) - q_j(t)) \cdot \Delta t}. \quad (3.45)$$

Durch zwei Erweiterungen wird Gleichung (3.45) operational: (1.) Der unbestimmte Fall 0/0 wird durch zwei infinitesimal kleine Anteile δk und δq abgefangen für die $\delta k > 0$ ²⁴ bzw. $\delta q = v_f \cdot \delta k > 0$ gilt. In einer leeren Zelle, d. h. $\hat{k}_i(t) = \hat{q}_i(t) = 0$, gilt somit $v_i(t) = v_f$. (2.) Durch die erste Erweiterung allein kann v_i in instationären Fällen Werte größer als v_f annehmen, daher wird die Bedingung $v_i \leq v_f$ ergänzt. Gleichung (3.45) ist nun:

$$v_i(t) = \min \left\{ v_f, \frac{(q_i(t) + q_j(t)) \cdot \Delta x + v_f \cdot \delta k}{2 \cdot n_i(t) + (q_i(t) - q_j(t)) \cdot \Delta t + \delta k} \right\} \quad \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]. \quad (3.46)$$

Mittlere Zeitlücke. Die Zeitlücke ist der zeitliche Abstand zwischen dem Passieren eines Querschnitts durch aufeinanderfolgende Fahrzeuge (FGSV220, 2012). Diese mikroskopische Kenngröße kann gemäß dieser Definition nicht mit dem CTM ermittelt werden,

²³Ein Verkehrsfluss ist stationär, wenn seine Ausprägung zeitlich unabhängig ist und zu jedem Zeitpunkt t und an jedem Ort x derselbe Verkehrsfluss herrscht (Daganzo, 1997).

²⁴Bei der Implementierung des CTM kann für δk eine beliebige, sehr kleine Zahl eingesetzt werden.

da es ein makroskopisches Verkehrsflussmodell ist. Als pragmatischer Näherungswert dient stattdessen der Erwartungswert für die mittlere Zeitlücke z in einem Verkehrsfluss der Verkehrsstärke q . Für diesen gilt²⁵:

$$z(t) = \begin{cases} q(t)^{-1}, & \text{wenn } q(t) > 0, \\ \infty, & \text{sonst} \end{cases} \quad \left[\frac{\Delta t}{Fz} \right]. \quad (3.47)$$

Mittlere Beschleunigung. Die Beschleunigung ist die zeitliche Veränderung der Geschwindigkeit über die Zeit, d. h. ihre zeitliche Ableitung: $a(t) = \frac{\Delta v(t)}{\Delta t} = \dot{v}(t) \text{ [m/s}^2\text{]}$. Diese mikroskopische Kenngröße kann nicht mit dem CTM ermittelt werden, da es ein makroskopisches Verkehrsflussmodell ist. Im CTM kann nur die mittlere Beschleunigung aller Fahrzeuge in einer Zelle i als Veränderung ihrer momentanen Geschwindigkeit v_i in den aufeinanderfolgenden Zeitschritten $t-1$ und t approximiert werden zu:

$$a_i(t) = \frac{\Delta v_i}{\Delta t} = \frac{v_i(t) - v_i(t-1)}{\Delta t} \quad \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]. \quad (3.48)$$

3.9 Praxisrelevante Bewertungsgrößen

Mittlere Reisezeit. Die Berechnung der mittleren Reisezeit der Fahrzeuge erfolgt nach einem Verfahren von Long u. a. (2011) und mithilfe der Ganglinien der Zu- und Abflusssumme einer Zelle oder zwei verschiedener Zellen einer Kante. Dieses Vorgehen ist im CTM besonders praktikabel, da Zu- und Abfluss jeder Zelle zu jedem Zeitschritt bekannt sind und deren Summen fortlaufend gespeichert werden können. Kontinuierliche Ganglinien dieser grundsätzlich diskreten Werte entstehen durch eine stückweise Linearisierung, wobei zwei grundsätzliche Vorgehensweisen unterschieden werden: (1.) Lineare Interpolation zwischen diskreten Werten, wodurch eine Ganglinie mit Abschnitten unterschiedlicher Steigung entsteht, oder (2.) keine Interpolation zwischen den diskreten Werten, d. h. eine Veränderung der Ganglinie erfolgt nur an den Übergängen zwischen den Zeitschritten und die Ganglinie ähnelt einer Treppe mit unterschiedlich hohen Stufen. Long u. a. (2011) vergleichen in ihrer Arbeit beide Vorgehensweise hinsichtlich der FIFO²⁶-Bedingung, d. h. ein Fahrzeug a , das vor einem anderen Fahrzeug b einfährt, muss immer vor dem Fahrzeug b wieder ausfahren, und hinsichtlich ihrer Kausalität, d. h. die Reisezeit für Fahrzeuge, die zum Zeitschritt t einfahren, darf nur abhängig sein von den Zuflüssen in diesem Zeitschritt und den vorherigen Zeitschritten (und nicht von Zuflüssen in späteren Zeitschritten). Bei der linearen Interpolation ist die Kausalitätsbedingung nicht garantiert, deshalb wird die zweite Vorgehensweise (keine Interpolation) implementiert; zudem ist das Verfahren zur Berechnung der mittleren Reisezeit intuitiver.

Das Verfahren wird anhand eines Beispiels erläutert. Gegeben seien die in Abbildung 3.20 dargestellten Summen der Zuflüsse $A(t)$ und Abflüsse $\Omega(t)$. Die gleichförmige Summenlinie der Zuflüsse resultiert aus der konstanten Zuflussrate $q(t) = 0,4 Fz$, die un-

²⁵Bei der Implementierung ist ∞ durch die größtmögliche Gleitkommazahl zu ersetzen, die mit der verwendeten Programmiersprache darstellbar ist.

²⁶ engl. first in - first out.

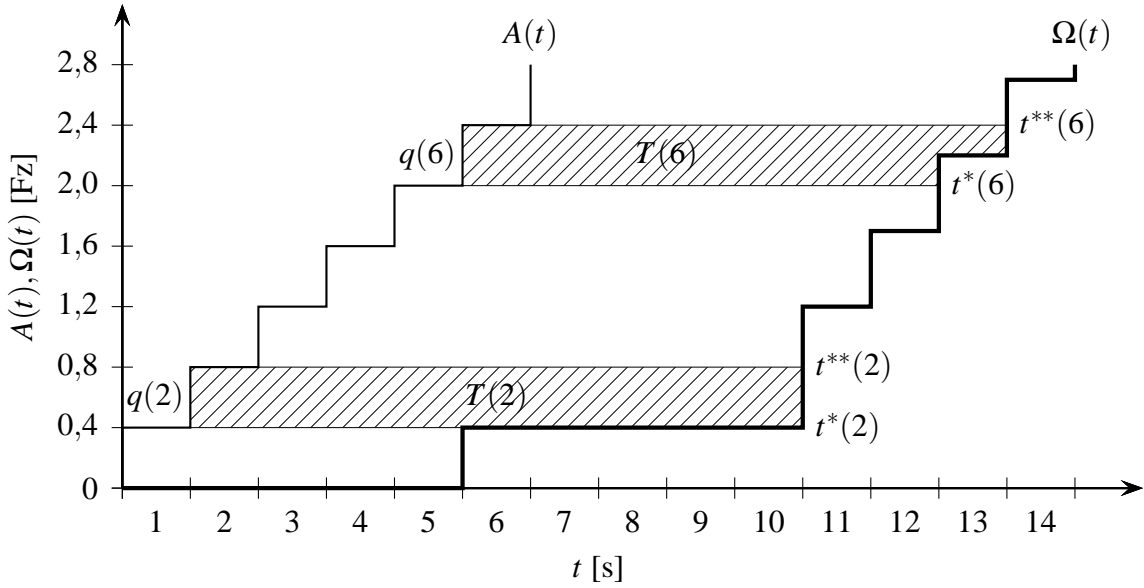


Abbildung 3.20: Beispiel zur Berechnung der mittleren Reisezeit: Summe der Zuflüsse $A(t)$ (dünne Linie) und Abflüsse $\Omega(t)$ (dicke Linie).

gleichförmige Summenlinie der Abflüsse aus den unterschiedlichen Reisezeiten der Fahrzeuge und aus einer Störung im Streckenverlauf (erkennbar an dem horizontalen Verlauf vom siebten bis zum zehnten Zeitschritt).

Die mittlere Reisezeit tt der Fahrzeuge, die zum Zeitschritt t in den Abschnitt eingeflossen sind, berechnet sich grundsätzlich zu:

$$tt(t) = \frac{T(t)}{q(t)} \quad [\Delta t]. \quad (3.49)$$

$T(t)$ ist hierbei die Gesamtreisezeit aller Fahrzeuge, d. h. die Fläche zwischen den beiden Summenlinien, die nach oben bzw. unten durch die horizontalen Projektionen der Werte $A(t)$ bzw. $A(t-1)$ der Zuflusssumme auf die Abflusssummenlinie begrenzt ist (siehe schraffierte Fläche $T(2)$ bzw. $T(6)$ in Abbildung 3.20). Die Zeitintervalle, in denen die Projektionen die Abflusssummenlinie treffen, werden mit t^{**} bzw. t^* bezeichnet: Bei t^{**} ist die Summe der abgeflossenen Fahrzeuge zum ersten Mal größer als die im Zeitintervall t zugeflossenen und $\Omega(t^{**}) > A(t)$, bei t^* zum ersten Mal gleich oder größer als die im vorherigen Zeitschritt $t-1$ zugeflossenen und $\Omega(t^*) > A(t-1)$. Die Fläche $T(t)$ ergibt:

$$T(t) = q(t) \cdot (t^{**} - t) \cdot \Delta t - \sum_{k=t^*}^{k=t^{**}-1} (\Omega(k) - A(t-1)) \cdot \Delta t \quad [\text{Fz} \cdot \Delta t], \quad (3.50)$$

wobei die Laufvariable k über alle Zeitintervalle t zwischen t^* und $t^{**} - 1$ läuft. Bildlich gesprochen bedeutet dies, dass die Fläche eines großen Rechtecks (Minuend) um die Flächen mehrerer kleiner Rechtecke (Subtrahenden) reduziert wird. Die Subtrahenden werden jedoch nur relevant, wenn t^{**} und t^* nicht im selben Zeitschritt liegen (vgl. $T(6)$ mit $T(2)$ in Abbildung 3.20). Algorithmus 3.5 fasst das Verfahren zur Berechnung der mittleren Reisezeit im CTM zusammen.

Algorithmus 3.5 Berechnung der mittleren Reisezeit im CTM aus den Summenlinien der Zuflüsse $A(t)$ und Abflüsse $\Omega(t)$.

1. Setze $j, T, T_{temp} = 0$ und $t^*, t^{**} = -1$.
2. Solange $\Omega(t+j) \leq A(t) \wedge A(t) > 0 \wedge A(t) > A(t-1) \wedge t+j < t_n$: Setze $j = j+1$.
3. Wenn $t^{**} = -1 \wedge \Omega(t+j) > A(t) \wedge A(t) > 0$: Setze $t^{**} = t+j$.
4. Setze $j = 0$.
5. Solange $t^{**} \neq -1 \wedge \Omega(t^{**}-j) \geq A(t-1) \wedge t^{**}-j > 0$: Setze $j = j+1$.
6. Setze $t^* = t^{**} - j + 1$.
7. Wenn $t^* \neq -1 \wedge t^{**} \neq -1$,

$$(a) \text{ berechne } T(t) = (A(t) - A(t-1)) \cdot (t^{**} - t) \cdot \Delta t \\ - \sum_{k=t^*}^{k=t^{**}-1} (\Omega(k) - A(t-1)) \cdot \Delta t,$$

$$(b) \text{ berechne } tt(t) = \frac{T(t)}{A(t) - A(t-1)}.$$

Verlustzeit. Die Berechnung der Verlustzeit $d_i(t)$ in der Zelle i im aktuellen Zeitschritt t erfolgt mit Gleichung (2.32), d. h mit der etablierten Formel von Lo (1999):

$$d_i(t) = (n_i(t) - q_j(t)) \cdot \Delta t \quad [\text{Fz} \cdot \Delta t], \quad (3.51)$$

wobei $n_i(t)$ die aktuelle Anzahl an Fahrzeugen in der Zelle i und $q_j(t)$ der Abfluss in ihre stromabwärts liegende(n) Nachfolgerzelle(n) sind. Alle Fahrzeuge die im aktuellen Zeitschritt nicht aus der Zelle i abfließen können, erfahren als Verlustzeit ein Zeitintervall der Simulation; die Verlustzeit steht daher in der Einheit „Fahrzeugsekunden“.

Anzahl aller Halte. Die Berechnung der Anzahl der Halte $h_i(t)$ in der Zelle i im aktuellen Zeitschritt t erfolgt fallspezifisch und in Anlehnung an Papapanagiotou u. a. (2013), jedoch wird als Einflussgröße nicht die aktuelle Anzahl an Fahrzeugen in der Zelle n_i gewählt, sondern deren momentane Geschwindigkeit v_i nach Gleichung (3.46) auf Seite 102. Bei einer Zelle, deren Abfluss von einem Signalgeber beeinflusst ist, ist die Berechnung der Halte dann unabhängig vom Signalzustand des Signalgebers.

Grundsätzlich müssen die im vorherigen Zeitschritt in die Zelle eingefahrenen Fahrzeuge $q_i(t-1)$ immer dann halten, wenn die momentane Geschwindigkeit in der Zelle i im folgenden Zeitschritt t kleiner ist als die freie Geschwindigkeit v_f und die einfahrenden Fahrzeuge somit innerhalb dieses Zeitschritts nicht mehr das Ende der Zelle erreichen können²⁷. Jede Zelle, die die Bedingung $v_i(t) < v_f$ erfüllt, kann daher als „gestaut“ betrachtet werden. Im Folgenden kennzeichnet \bar{v}_i eine momentane Geschwindigkeit in einer gestauten Zelle i , d. h. $v_i < v_f$, und v_i eine momentane Geschwindigkeit in einer freien Zelle i , d. h. $v_i = v_f$.

²⁷Bei freiem Verkehrsfluss passieren die Fahrzeuge die Zelle in einem Zeitschritt, da gilt: $\Delta x = v_f \cdot \Delta t$.

Vier Fälle werden bei der Berechnung der Halte unterschieden:

1. Die gestaute Zelle i ist die letzte Zelle eines wachsenden oder konstanten Rückstaus, der im aktuellen Zeitschritt t in der Zelle verharret: Die Zelle ist im aktuellen Zeitschritt t und vorherigen Zeitschritt $t - 1$ gestaut; ihre stromaufwärtige Vorgängerzelle $i - 1$ ist in den Zeitschritten t , $t - 1$ und $t - 2$ frei. Die Anzahl der Halte ist gleich $q_i(t - 1)$ bzw. der Anzahl an Fahrzeugen, die im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ in die Zelle i eingefahren sind.
2. Die gestaute Zelle i ist die letzte Zelle eines wachsenden Rückstaus, der im aktuellen Zeitschritt t von der stromabwärtigen Nachfolgerzelle $i + 1$ in die Zelle i springt: Die Zelle i ist im aktuellen Zeitschritt t gestaut, im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ ist sie frei gewesen; ihre stromabwärtige Nachfolgerzelle $i + 1$ ist gestaut, ihre stromaufwärtige Vorgängerzelle $i - 1$ ist in den Zeitschritten t , $t - 1$ und $t - 2$ frei. In diesem Fall entstehen in beiden Zellen i und $i + 1$ Halte die addiert werden. Die Anzahl der Halte in Zelle i ist gleich $q_i(t - 1)$ bzw. der Anzahl an Fahrzeugen, die im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ in die Zelle i eingefahren sind; die Anzahl der Halte in der Nachfolgerzelle $i + 1$ ist analog gleich $q_{i+1}(t - 1)$.
3. In der gestauten Zelle i entsteht ein Rückstau, der nicht aus der Überlastung der stromabwärtigen Nachfolgerzelle resultiert: Die Zelle i ist im aktuellen Zeitschritt t gestaut, im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ ist sie frei gewesen, ihre stromabwärtigen Nachfolgerzelle $i + 1$ ist frei. Dieser Fall tritt bei einer Zelle deren Abfluss von einem Signalgeber beeinflusst ist regelmäßig bei Freigabezeitende ein, wenn der Abfluss $q_{i+1}(t)$ nach Gleichung (3.36) auf Seite 71 zu Null gesetzt wird. Die Anzahl der Halte ist gleich $q_i(t - 1)$ bzw. der Anzahl an Fahrzeugen, die im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ in die Zelle i eingefahren sind.
4. Die gestaute Zelle i ist die letzte Zelle eines auflösenden Rückstaus, der im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ von der stromaufwärtigen Vorgängerzelle $i - 1$ in die Zelle i sprang²⁸: Die Zelle i ist im aktuellen Zeitschritt t gestaut; ihre stromaufwärtige Vorgängerzelle $i - 1$ ist in den Zeitschritten t und $t - 1$ (wieder) frei, im Zeitschritt $t - 2$ (noch) gestaut. Im Gegensatz zum ersten Fall hat diesmal ein Teil von den im vorherigen Zeitschritt $t - 1$ in die Zelle i eingefahrenen Fahrzeuge $q_i(t - 1)$ schon in der Vorgängerzelle $i - 1$ halten müssen. Der Teil, der nicht zum Halten kam, entspricht der Anzahl der (neuen) Halte in der Zelle i : $q_{i-1}(t - 2)$ bzw. der Anzahl der Fahrzeuge, die in die Vorgängerzelle $i - 1$ im vorletzten Zeitschritt $t - 2$ eingefahren sind und diese im letzten Zeitschritt $t - 1$ frei passieren konnten.

²⁸Der Zeitschritt in dem ein Rückstau von Zelle $i - 1$ nach Zelle i stromabwärts springt fällt nicht in den Fall 1, denn in ihm entstehen in keiner der beiden Zellen neue Halte.

Gleichung (3.52) fasst diese Bedingungen und Berechnungsvorschriften zusammen:

$$h_i(t) = \begin{cases} q_i(t-1), & \text{wenn } \overline{v_i}(t), \overline{v_i}(t-1), v_{i-1}(t), & (\text{Fall 1}) \\ & v_{i-1}(t-1), v_{i-1}(t-2) \\ q_i(t-1) + & \text{wenn } \overline{v_i}(t), v_i(t-1), \overline{v_{i+1}}(t), & (\text{Fall 2}) \\ & q_{i+1}(t-1), v_{i-1}(t), v_{i-1}(t-1), v_{i-1}(t-2) \\ q_i(t-1), & \text{wenn } \overline{v_i}(t), v_i(t-1), v_{i+1}(t) & (\text{Fall 3}) \\ q_{i-1}(t-2), & \text{wenn } \overline{v_i}(t), v_{i-1}(t), v_{i-1}(t-1), & (\text{Fall 4}) \\ & \overline{v_{i-1}}(t-2), \\ 0, & \text{sonst.} \end{cases} \quad (3.52)$$

Rückstaulänge. Ein Rückstau kann sich auf einer Kante eines Hauptstraßennetzes im Allgemeinen nur in einer ganz bestimmten Zelle bilden: der (in Flussrichtung gesehen) letzten Zelle der Kante; entweder wenn diese unmittelbar vor einer kapazitätsbeschränkenden Engstelle, z. B. einem Knotenpunkt mit/ohne Lichtsignalanlage oder einer nachfolgenden Kante mit geringerer Kapazität liegt oder wenn ein stromaufwärts wandernder Rückstau von einer nachfolgenden Kante diese Zelle erreicht (engl. spill back). In beiden Fällen liegt ein Übergang vom freien zum gebundenen Verkehr vor, welcher sich im CTM nur bei Überlastung eines stromabwärts liegenden Streckenelements einstellt (Kapitel 3.2). In keiner Zelle der Kante außer der letzten kann sich dieser Übergang allein aus dem stromaufwärtigen Verkehrsfluss heraus ergeben. Situative Engstellen, z. B. aufgrund eines Unfalls, einer Baustelle oder einer Fahrstreifensperrung, können im CTM durch Manipulation der Zellparameter während der Simulation erzeugt werden.

Ist $i = 0$ ²⁹ die in Flussrichtung gezählte erste Zelle der Kante a und $i = n$ ihre letzte, so liegt der Rückstaulänge zwischen der (in Flussrichtung gezählt) ersten Zelle \hat{i} , deren momentane Geschwindigkeit v_i (Gleichung (3.46)) kleiner ist als die freie Geschwindigkeit v_f , d. h. $\hat{i} = \min\{i | v_i < v_f\}$ ³⁰, und der letzten Zelle der Kante ($i = n$). Die Rückstaulänge in [m] ist ein Vielfaches der Längen der Zellen (Δx):

$$R_a = (n - \hat{i} + 1) \cdot \Delta x \quad [\text{m}]. \quad (3.53)$$

Die Rückstaulänge in [Fz] ist die Summe aller Fahrzeuge in den gestauten Zellen:

$$R_a = \sum_{i=\hat{i}}^n n_i \quad [\text{Fz}]. \quad (3.54)$$

²⁹Dies entspricht der allgemeinen Zählweise der Programmiersprache JAVA für Listenelemente.

³⁰Im Fundamentaldiagramm liegt jeder Verkehrsfluss mit einer momentanen Geschwindigkeit $v_i < v_f$ im Bereich des gebundenen Verkehrs. Dies kann anschaulich aus Abbildung 2.3 auf Seite 22 abgeleitet werden: Die momentane Geschwindigkeit v_i eines Verkehrsflusses ist die Steigung der Sekante durch das Punktepaar $(0;0)$ und $(k_i; q_i)$; sie ist gleich v_f , wenn k_i kleiner oder gleich k_1 ist, und immer kleiner als v_f , sobald k_i größer als k_1 ist.

Kapitel 4

Modellanwendung

4.1 Hinweise zur Kalibrierung und Validierung

Die Kalibrierung und Validierung des CTM sollte grundsätzlich gemäß anerkannter Richtlinien zur Kalibrierung und Validierung von Verkehrsflusssimulationen erfolgen. In Deutschland maßgebend sind hierfür die „Hinweise zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation“ (FGSV388, 2006). Allgemein zugänglich, da online frei verfügbar, sind hingegen die Richtlinien des U.S. Department of Transportation, „Guidelines for applying traffic microsimulation modeling software“¹ (Dowling u. a., 2004) sowie die Projektergebnisse des COST-Projekts MULTITUDE² der EU. Der grundsätzliche Ablauf der Kalibrierung und Validierung einer Verkehrsflusssimulation ist wie folgt.

Kalibrierung. Eine geeignete Kenngröße K wird als Kalibrierungsgröße bestimmt und ein geeignetes Fehlermaß für sie festgelegt. Die Simulation wird mit den Standard-Modellparametern ausgeführt und die simulierte Kenngröße K_s mit einem Datensatz der realen Kenngrößen K_r (Datensatz 1) verglichen. Ist das Fehlermaß eingehalten, gilt das Modell als kalibriert und wird validiert; falls nicht, werden die Modellparameter verändert und die Simulation wiederholt.

Validierung. Eine geeignete Kenngröße V wird als Validierungsgröße bestimmt und ein geeignetes Fehlermaß für sie festgelegt. Die Simulation wird mit den Modellparametern der Kalibrierung ausgeführt und die simulierte Kenngröße V_s mit einem vom ersten Datensatz unabhängigen Datensatz der realen Kenngröße V_r (Datensatz 2) verglichen. Ist das Fehlermaß eingehalten, ist das Modell valide; falls nicht, muss es weiter kalibriert werden.

Geeignete Kenngrößen für die Kalibrierung und Validierung des CTM sind (in hierarchischer Reihenfolge): die direkte verkehrliche Kenngröße Verkehrsstärke sowie die Bewertungsgrößen mittlere Reisezeit, Verlustzeit und Rückstaulänge.

¹Traffic analysis toolbox volume III: Guidelines for applying traffic microsimulation modeling software. http://ops.fhwa.dot.gov/trafficanalysistools/tat_vol3/Vol3_Guidelines.pdf (18.10.2016).

²MULTITUDE ist ein Projekt im COST-Programm der EU (European Cooperation in Science and Technology, COST), welches Methoden und Prozeduren zur Kalibrierung und Validierung von Verkehrsflusssimulationen entwickeln, testen und fördern will. <http://www.multitude-project.eu>, (18.10.2016).

Verkehrsstärke. Die Anzahl der ein- bzw. abfließenden Fahrzeuge pro beliebiger Intervalllänge ist eine elementare verkehrliche Kenngröße, die relativ einfach und meist nur mit kleinen Messfehlern durch manuelle oder automatische Zählungen erhoben werden kann. Die Verkehrsstärke und ihre graphisch Ableitung in der Form einer Gang- oder Summenlinie bilden daher die wichtigste Kalibrierungs- oder Validierungsgröße. Das Bewertungskriterium ist die Ähnlichkeit zwischen der simulierten und der realen Verkehrsstärke. Die Ähnlichkeit kann anhand gängiger statistischer Fehlermaße (z. B. FGSV388, 2006) oder anhand der speziell für diesen Anwendungsfall entwickelten Methode (Anhang B) bewertet werden. Bei der im folgenden Kapitel beschriebenen Anwendung des CTM an einem realen Knotenpunkt sind die maßgeblichen Einflussgrößen auf die Verkehrsstärke: (1.) Die Kapazität der Kanten Q bzw. bei Strömen mit Rang $r \geq 2$ zusätzlich die Grenzzeitlücke t_g und (2.) die freie Geschwindigkeit v_f .

Mittlere Reisezeit. Die Erhebung einer Stichprobe von realen Reisezeiten erfolgt in der Praxis meist durch Messungen mit einem automatischen Kennzeichenerfassungssystem oder durch Messfahrten, wobei mit der ersten Methode in der Regel eine deutlich größere Stichprobe erhoben werden kann. Im CTM wird diese Bewertungsgröße pro Zeitschritt und über die Summe der in eine Kante ein- bzw. aus einer Kante ausfließenden Fahrzeuge berechnet (Gleichung 3.49 auf Seite 104). Bei der Erhebung der realen Reisezeiten sollte deshalb darauf geachtet werden, dass die Messungen dort beginnen bzw. enden, wo auch die Kanten im CTM beginnen bzw. enden. Das Bewertungskriterium ist die Abweichung des Mittelwerts der realen Reisezeiten (bezogen auf die Zeitspanne zwischen dem ersten und dem letzten Messwert) vom Mittelwert der simulierten Reisezeiten (bezogen auf die Zeitspanne zwischen den äquivalenten Zeitschritten). Eine anschauliche qualitative Bewertung wird möglich, wenn man das Gangliniendiagramm der simulierten Reisezeiten um die realen und als Punkte dargestellten Reisezeiten ergänzt.

Mittlere Verlustzeit. Mit der in Anhang A vorgestellten Methode kann an einem Knotenpunkt die reale mittlere Verlustzeit mit geringem technischen Aufwand ermittelt werden. Im CTM wird diese Bewertungsgröße pro Zeitschritt berechnet (Gleichung 3.51 auf Seite 105). Das Bewertungskriterium ist die Abweichung der mittleren realen Verlustzeit vom Mittelwert der simulierten Verlustzeiten (bezogen auf die Zeitspanne zwischen den äquivalenten Zeitschritten und der in dieser Zeitspanne eingefahrenen Fahrzeuge).

Rückstaulänge. Die Rückstaulänge auf einer Kante lässt sich in der Realität in jedem beliebigen Zeitschritt pragmatisch ermitteln, indem alle Fahrzeuge gezählt werden, die sich zu diesem Zeitschritt in der Warteschlange befinden oder in diese einfahren. Die Auswahl der Zeitschritte erfolgt entweder anhand einer konstanten Intervalldauer zwischen den Zeitschritten oder anhand charakteristischer Zeitpunkte des Umlaufs, z. B. zum Freigabezeitbeginn bzw. -ende, die von den Beobachtern leicht zu erkennen sind. Eine Methode zur Berechnung der Rückstaulänge im CTM findet sich im Kapitel 3.9 auf Seite 107. Das Bewertungskriterium ist die Ähnlichkeit zwischen der simulierten und der realen Rückstaulänge zu ausgewählten Zeitschritten. Die Ähnlichkeit kann anhand gängiger statistischer Fehlermaße (z. B. FGSV388, 2006) bewertet werden.

4.2 Praktischer Anwendungsfall

4.2.1 Modellaufbau

Abbildung 4.1 zeigt die Topologie des vierarmigen Knotenpunkts des Altewiekrings (in Nord-Süd-Relation) mit der Kastanienallee (in West-Ost-Relation) in Braunschweig. Die Straße Altewiekring ist Teil des Innenstadtring und in jeder Richtung zweistreifig ausgebaut; die Straße Kastanienallee ist einstreifig. Alle linksabbiegenden Ströme haben separate Linksabbiegespuren. Den Verkehrsfluss regelt eine Lichtsignalanlage mit Festzeitsteuerung. Die Steuerung hat eine Umlaufzeit von 85 s und besitzt zwei Phasen: Die erste gibt allen Strömen des Altewiekrings eine Freigabezeit von 44 s, die zweite allen Strömen der Kastanienallee eine Freigabezeit von 24 s. Der Phasenübergang zwischen der ersten und zweiten Phase dauert 9 s, der zwischen der zweiten und ersten dauert 8 s.

Die Realitätstreue des CTM bei der Modellierung des Verkehrsflusses in Knotenpunkten gemäß dem INMC (Algorithmus 3.4 auf Seite 70) soll anhand des Linksabbiegerstroms vom Altewiekring (im Norden) in die Kastanienallee (im Osten) überprüft werden. Das zugehörige Netzmodell im CTM zeigt Abbildung 4.1, der Linksabbiegerstrom fließt demnach von N_i nach O_j . Die Kantenlänge beträgt, bedingt durch die Kamerastandorte, 90 m für die nördliche Zufahrt N_i . Die beiden Kanten der südlichen Zufahrt werden zu 100 m gewählt, die Kanten der Ausfahrten zu 50 m.

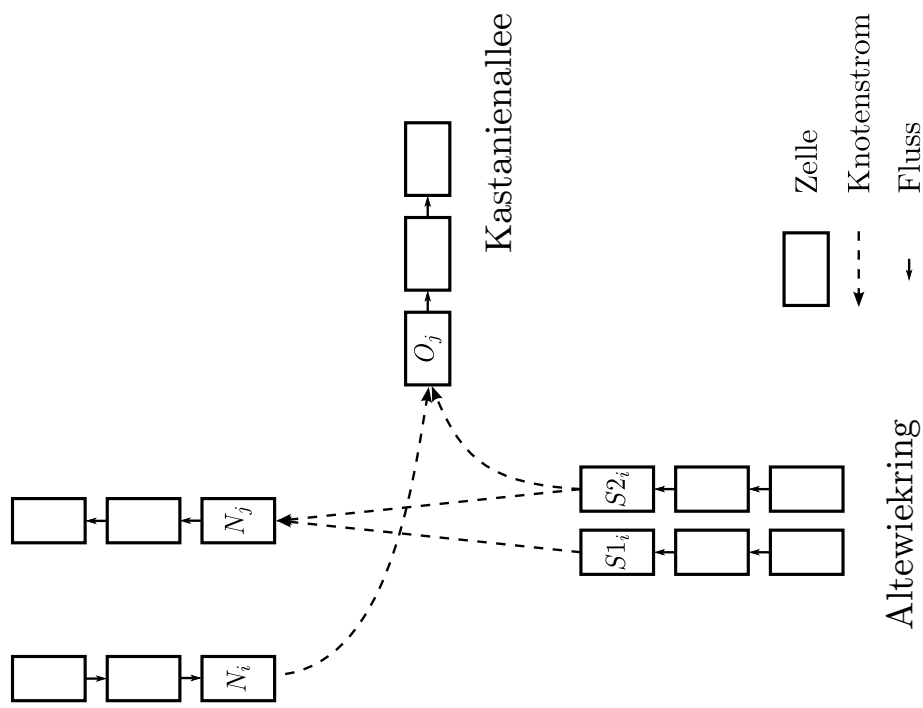
Der Linksabbiegerstrom von N_i nach O_j steht in Interaktion mit drei anderen Strömen aus der südlichen Zufahrt und muss diesen Vorfahrt gewähren: den beiden geradeaus querenden Strömen nach Norden und dem rechtsabbiegenden Strom in die Kastanienallee. Der Linksabbiegerstrom kann nur abfließen, wenn die östliche Ausfahrt, d. h. die Zelle O_j , frei ist. In der Realität erfährt der Linksabbiegerstrom in der nachmittäglichen Hauptverkehrszeit lange Wartezeiten. Er ist bedingt verträglich geschaltet und die vorfahrtberechtigten Ströme aus Süden haben eine hohe Verkehrsstärke und fließen nahezu die ganze Freigabezeit in den Knotenpunkt ein. Dies hat zur Folge, dass die wenigen im Knotenpunkt wartenden linksabbiegenden Fahrzeugen nur während des Phasenübergangs abfließen können und es große Rückstaus auf der Linksabbiegespur gibt.

Die Simulation bezieht sich auf die nachmittägliche Hauptverkehrszeit des 10. März 2010. Der Verkehrsablauf wurde mit Videokameras gefilmt. 26 zusammenhängende Umläufe mit insgesamt 2210 Zeitsekunden bilden die erste Datenquelle der Untersuchungen, wobei der erste Umlauf als Vorlaufzeit für die Simulation dient und in den folgenden Auswertungen nicht berücksichtigt ist. Die Auswertungen beziehen sich somit auf 25 Umläufe und die Zeitschritte $t = 86$ s bis $t = 2210$ s.

Zunächst werden die Abflüsse des südlichen Altewiekrings und des Linksabbiegerstroms (Zellen $S1_i$ und $S2_i$ bzw. N_i in Abbildung 4.1) in 5 s-Intervallen ermittelt. Dabei fällt auf, dass der Abfluss in die Kastanienallee (Zelle O_j) durch querende Fußgänger beeinflusst wird. Da die Videoaufnahmen keine detaillierte Analyse hierüber ermöglichen, wird die Kapazität von O_j in Gleichung (3.14) auf Seite 62 pragmatisch für eine bestimmte Zeitdauer ab Freigabezeitbeginn reduziert. Die Zeitdauer und die Größe der Kapazitätsbeschränkung von O_j werden in der Kalibrierung des Modells bestimmt.



a) Topologie



b) Netzmodell

Abbildung 4.1: Knotenpunkt Altewiekring/Kastanienallee in Braunschweig. a) Topologie im Luftbild [Google.Maps] und b) Netzmodell im CTM.

Auch die Verkehrsnachfrage am Anfang der Kanten kann nicht mit den Videoaufnahmen erhoben werden, sie wird daher aus den beobachteten Abflussprofilen abgeleitet: Die Nachfrage fließt in 85 s-Intervallen konstant ein, wobei diese Intervalle zeitlich so versetzt werden, dass sich am Kantenende in dem zugehörigen Umlauf die realen Abflussprofile ergeben. Auch dieser Versatz wird in der Kalibrierung des Modells bestimmt.

4.2.2 Kalibrierung

Die Kalibrierung der Kantenparameter und der drei fallspezifischen Parameter (Zeitdauer und Größe der Kapazitätsbeschränkung von O_j , Versatz der Nachfrageintervalle) erfolgt manuell durch visuellen Vergleich der über 5 s (Auswertungsintervall der Videoanalysen) gemittelten Summenlinien der simulierten und realen Flüsse aus N_i bzw. $S1_i$ und $S2_i$. Das Fundamentaldiagramm soll dreieckig sein, sodass nur drei unabhängige Kantenparameter zu bestimmen sind³.

1. Die Analyse des Rückstaus auf den Videoaufnahmen ergibt, dass die maximale Verkehrsdichte bei Stau k_{max} der Linksabbiegespur 175 Kfz/km beträgt.
2. Die freie Geschwindigkeit auf den Kanten wird zu $v_f = 45$ km/h (12,5 m/s) gewählt, also geringfügig geringer als die zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h. Auf der Linksabbiegespur wird die freie Geschwindigkeit aufgrund fehlender Informationen pragmatisch auf $v_f = 20$ km/h (5,56 m/s) reduziert, da die Fahrzeuge aufgrund des Abbiegevorgangs in die Kastanienallee ihre Geschwindigkeit auch im freien Verkehrsfluss reduzieren müssen.
3. Die Kapazität aller Kanten wird zu $Q = 2056$ Kfz/h gewählt⁴.

Die Stauwellengeschwindigkeit bestimmt sich aus der Forderung nach einem dreieckigen Fundamentaldiagramm rechnerisch⁵ zu $w = 15,9$ km/h. In Abbildung 4.2 sind die zugehörigen Fundamentaldiagramme dargestellt. Die drei fallspezifischen Parameter werden wie folgt gewählt: Die Kapazität von O_j ist in den ersten 20 Sekunden der Freigabezeit auf $\hat{Q}_{O_j} = 750$ Kfz/h reduziert; der zeitliche Versatz für die Nachfrageintervalle für die Kanten der südlichen Zufahrt ist 40 s bzw. 25 s für die nördliche Zufahrt.

Die Kalibrierung der Verkehrsflüsse innerhalb des Knotenpunkts erfolgt ebenfalls durch einen visuellen Vergleich der simulierten und der realen Abflusssummenlinien (Abbildungen 4.3 und 4.4). In der Nachfragebeschränkungsfunktion $\hat{\Delta}(\mathbf{q})$ in Gleichung (3.32) wird für die letzte Zelle der Linksabbiegespur (N_i) die Kapazitätsbeschränkungsfunktion⁶ aus dem Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, 2009) für einen Verkehrsstrom zweiten Ranges gewählt:

³Kapitel 2.3.1 → Maximal vier unabhängige Modellparameter.

⁴Bei der nördlichen Zufahrt wird dieser Wert nicht erreicht, denn durch die reduzierte freie Geschwindigkeit v_f der Kante wird Q_i in Gleichung (3.1) auf Seite 52 niemals maßgebend.

⁵ $w = \frac{Q}{k_{max} - \frac{Q}{v_f}}$

⁶Als Grundkapazität der nachrangigen Verkehrsströme (Rang $r = \{2, 3, 4\}$) gilt die Anzahl an Fahrzeugen, die den Knotenpunkt unter Ausnutzung der in den übergeordneten Strömen auftretenden Zeitlücken passieren können (HBS, 2009, Kapitel 7 „Knotenpunkte ohne Lichtsignalanlage“). Die Gleichungen beruhen auf poissonverteilten Fahrzeugankünften und sind somit exponentiell, d. h. $\exp(x) = e^x$.

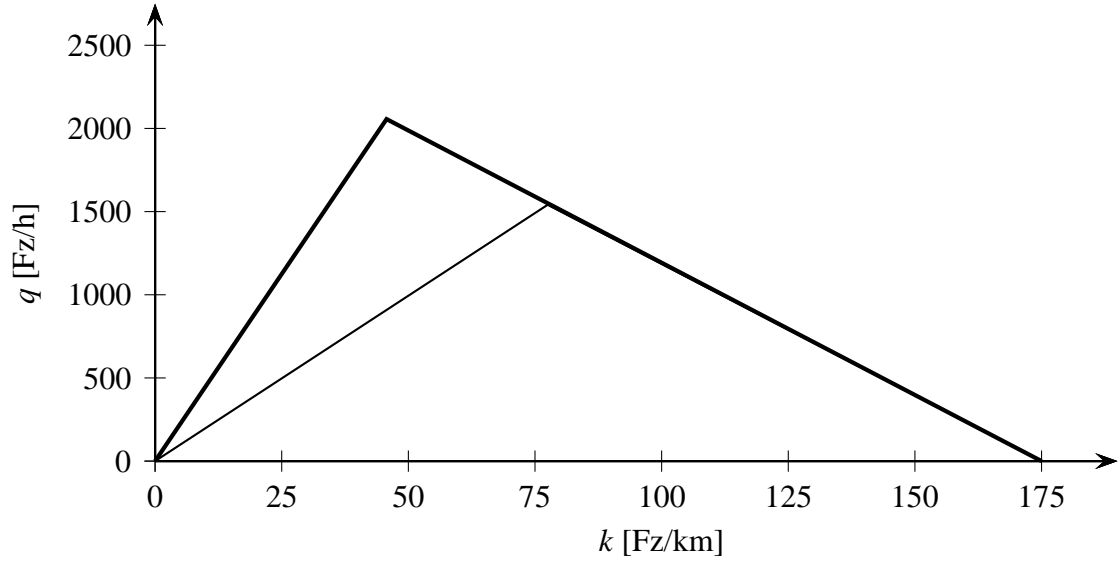


Abbildung 4.2: Fundamentaldiagramme im CTM: Alle Kanten (dicke Linie) bis auf die Linksabbiegerspur (dünne Linie).

$$\hat{\Delta}_{N_i}(q_{S1_i}, q_{S2_i}) = \frac{1}{t_f} \cdot \exp \left(- (q_{S1_i} + q_{S2_i}) \cdot \left(t_g - \frac{t_f}{2} \right) \right), \quad (4.1)$$

wobei q_i die maßgebende Hauptstrombelastungen (vorfahrtberechtigte Ströme $S1_i$ und $S2_i$), t_g die mittlere Grenzzeitlücke in [s] (kleinste Zeitlücke in den Strömen aus $S1_i$ und $S2_i$, die von einem wartenden Fahrzeug in N_i zum Linksabbiegen angenommen wird), und t_f die mittlere Folgezeitlücke in [s] (Bruttozeitlücke zwischen aufeinanderfolgenden Fahrzeugen aus N_i , die in dieselbe Zeitlücke im Hauptstrom einfahren) sind.

Für t_g und t_f wären gemäß dem HBS (2009) im vorliegenden Fall, d. h. bei einem Linksabbiegerstrom an einem innerörtlichen Knotenpunkt, 5,5 s bzw. 2,6 s in Gleichung (4.1) einzusetzen. Diese Werte entstammen empirischen Untersuchungen und resultieren aus den realen Beschleunigungseigenschaften der dort ausgewerteten Fahrzeuge. Im CTM hingegen kann der Verkehrsfluss innerhalb von nur einem Zeitschritt seinen Zustand ändern, was unendlich große Beschleunigungswerte der Fahrzeuge bedingt⁷. Zur Kompensation dieser unabänderlichen, modellimmanenten Eigenschaft des CTM müssen die Werte für t_g und t_f im Kalibrierungsprozess stets größer gewählt werden als die empirischen Werte im HBS (2009). Zur Vereinfachung des manuellen Kalibrierungsprozess wird die Abhängigkeit

$$t_f = \frac{26}{55} \cdot t_g \quad (4.2)$$

aus den empirischen Werte für t_g und t_f im HBS (2009) abgeleitet und als allgemein gültig unterstellt; die Kalibrierung der Verkehrsflüsse innerhalb des Knotenpunkts ist somit allein von t_g abhängig. In diesem Beispiel ergibt die manuelle Kalibrierung: $t_g = 8,5$ s. Es zeigt sich aber, dass t_g besser fallspezifisch parametrisiert werden sollte, denn aufgrund der hohen Verkehrsstärke der vorfahrtberechtigten Ströme können die linksabbiegenden

⁷Kapitel 2.3.2 → Keine flussunabhängige Geschwindigkeit.

Fahrzeuge nur abfließen, wenn die Ströme aus Süden entweder (a) kurzzeitig unterbrochen sind oder (b) keine Freigabezeit mehr haben, weil der Phasenübergang beginnt.

Für den Fall (a) kann keine empirische Beziehung mit dem Parameter t_g gefunden werden. Der in diesem Fall herrschende Abfluss ist ein Sonderfall, der sich durch eine deutlich höhere Abflussrate auszeichnet als im Fall (b). Vermutlich sind die Kraftfahrer in diesem Fall risikobereiter und beschleunigen stärker, um den Knotenpunkt vor dem sich schnell nähernden Pulk zu queren. Der fallspezifische Parameter $t_{g,Fall(a)}$ kann daher frei gewählt werden, obgleich er kleiner sein sollte als t_g . In diesem Beispiel ergibt die manuelle Kalibrierung: $t_{g,Fall(a)} = 7,2 \text{ s}$.

Für den Fall (b) zeigt die Analyse der Abflussprofile, dass die Fahrzeuge langsamer abfließen als im Fall (a), vermutlich weil die linksabbiegenden Kraftfahrer die für sie geltenden Signalgeber nicht sehen können und zu Beginn des Phasenübergangs noch davon ausgehen, dass die entgegenkommenden Fahrzeuge den Knotenpunkt passieren werden. Es ist zu betonen, dass dieses Verhalten im Sinne der Modellformulierung des INMC *flussunabhängig* ist und sich somit auch nicht mit Gleichung (4.1) abbilden lässt. Sobald die linksabbiegenden Kraftfahrer eindeutig erkennen können, dass die Ströme aus Süden nicht mehr in den Knotenpunkt einfließen werden, stellt sich im Linksabbiegerstrom der reale „freie“ Abfluss ein. Dieser freie Abfluss wird im INMC dem Reziprok der Nullzeitlücke t_0 ⁸ bzw. dem Term $\left(t_g - \frac{t_f}{2}\right)$ in Gleichung (4.1) gleichgestellt. Mit Gleichung (4.2) ergibt sich die Nullzeitlücke zu $\frac{42}{55} \cdot t_g$. Damit Gleichung (4.1) als Ergebnis $\frac{1}{t_0}$ liefert, wird der fallspezifische Parameter $t_{g,Fall(b)}$ für den Fall (b) bestimmt zu:

$$t_f = t_0 \quad (4.3)$$

$$\frac{26}{55} \cdot t_{g,Fall(b)} = \frac{42}{55} \cdot t_g \quad (4.4)$$

$$t_{g,Fall(b)} = \frac{21}{13} \cdot t_g. \quad (4.5)$$

In diesem Beispiel ergibt die manuelle Kalibrierung: $t_{g,Fall(b)} = \frac{21}{13} \cdot 8,5 \approx 13,7 \text{ s}$.

Abbildung 4.3 und 4.4 belegen, dass die über 5 s gemittelten Summenlinien der simulierten und realen Flüsse aus N_i bzw. $S1_i$ und $S2_i$ bei einer visuellen Bewertung bemerkenswert ähnlich sind. Eine quantitative Bewertung kann mit Hilfe der von Rohde und Axer (2013) entwickelten Methode zur Bewertung der Ähnlichkeit zweier Verkehrsstärke-Ganglinien (siehe Anhang B) erfolgen⁹: Unter der Forderung, dass die Abweichung zwischen der simulierten und der realen Fahrzeuganzahl in jedem Zeitschritt nicht mehr als 2 Fz bei N_i bzw. mehr als 4 Fz bei $S1_i$ und $S2_i$ betragen sollte, allerdings Abweichungen von nicht mehr als 3,2 Fz bei N_i bzw. mehr als 9 Fz bei $S1_i$ und 5,6 Fz bei $S2_i$ akzeptabel sind, beträgt die relative Ähnlichkeit zwischen der simulierten und der realen Summenlinie bei P_N 74 % bzw. 72 % und 71 % bei $S1_i$ und $S2_i$.

⁸Die Nullzeitlücke ist die größte Zeitlücke, die *kein* Kraftfahrer zur Querung annimmt.

⁹Bei diesem Anwendungsfall müssen der Toleranzbereich p sowie die maximal zulässige Abweichung zwischen der simulierten und realen Fahrzeuganzahl die Einheit [Fz] haben.

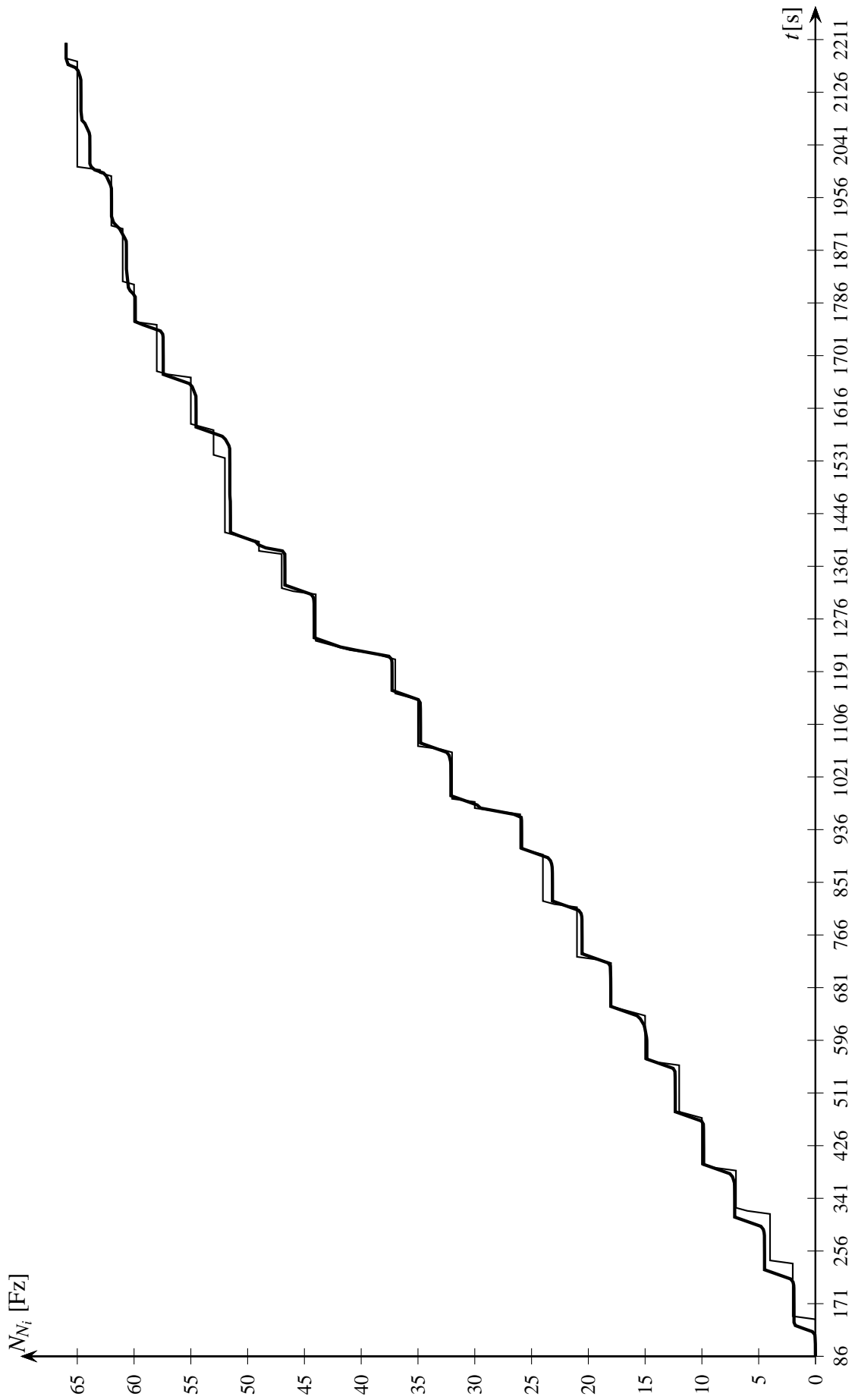


Abbildung 4.3: Abflusssummenlinie N_i , gemittelt über 5 s: Realität (dünne Linie) und CTM (dicke Linie).

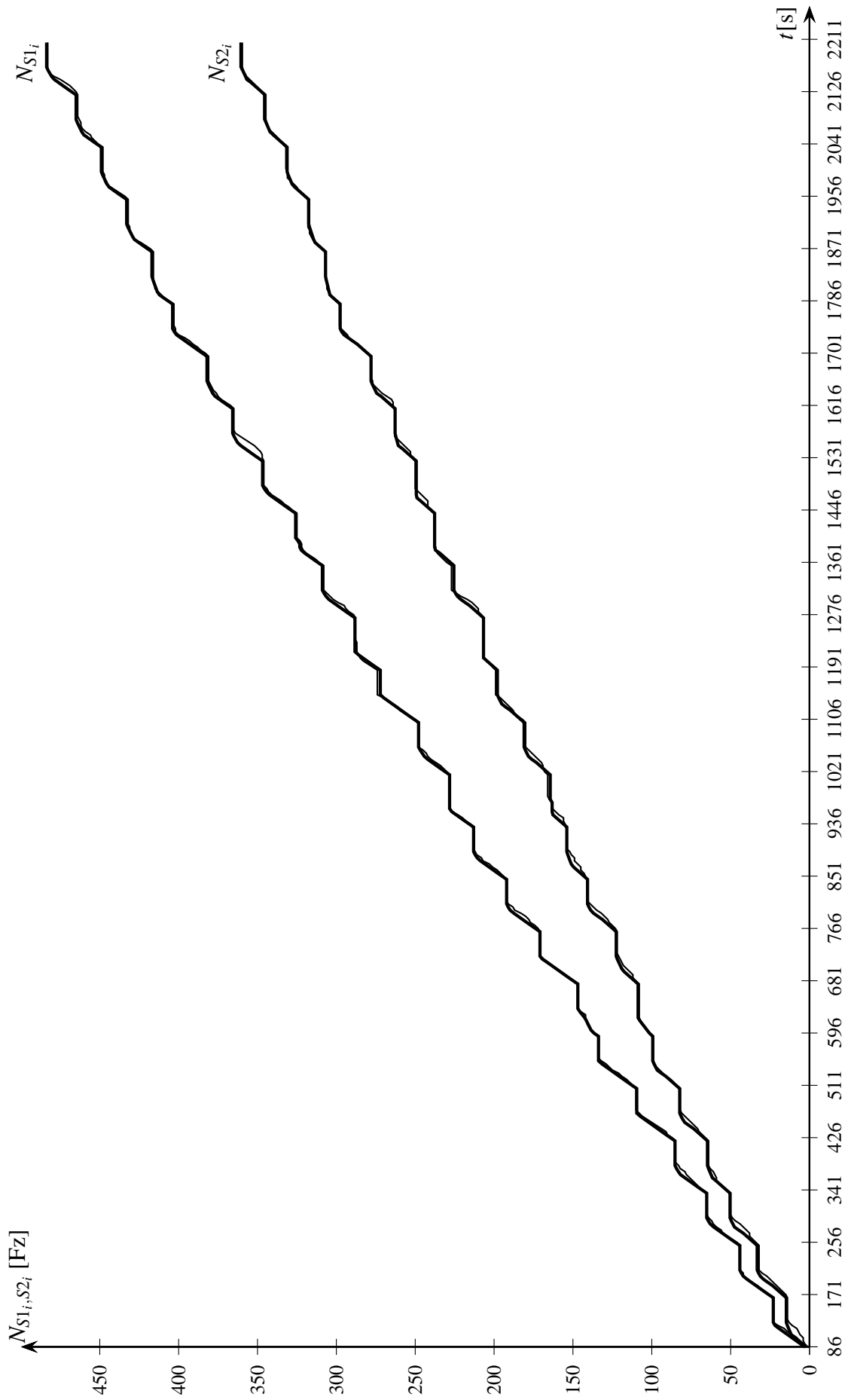


Abbildung 4.4: Abflusssummenlinien $S1_i$ und $S2_i$, gemittelt über 5 s: Realität (dünne Linie) und CTM (dicke Linie).

Auffällig ist das „Plateau“ in der Abflusssumme von N_i im 17. Umlauf, d. h. zwischen dem 1446. und 1530. Zeitschritt, in dem sich die Summe der ausströmenden Fahrzeuge nicht verändert. In dieser Zeit ist die östliche Ausfahrt des Knotenpunkts durch einen Rückstau blockiert, der seine Ursache im von den Videokameras nicht erfassten stromabwärtigen Teil der Kastanienallee hat. In der Simulation wird der Effekt dieses Rückstaus pragmatisch abgebildet, indem der Abfluss aus der ersten Zelle der Kastanienallee (Zelle O_j) für die Dauer des Rückstaus blockiert wird: $q_{O_j+1} = 0 \quad \forall t \in [1463, 1526]$. An dieser Stelle sei betont, dass diese Vorgehensweise nur die Gleichung (3.1) auf Seite 52, d. h. den Verkehrsfluss einer Zelle auf der Kante, manipuliert, und *nicht* die Berechnung des Verkehrsflusses innerhalb des Knotenpunkts gemäß dem INMC: Weiterhin unterliegt der Abfluss aus den Zellen $S2_i$ und N_i den Vorfahrtregelungen; im 1446. bis 1469. Zeitschritt nimmt die Zelle O_j zuerst die vorfahrtberechtigten Flüsse aus $S2_i$ auf, ab den 1470. Zeitschritt kann sie dann keine weiteren Flüsse mehr aufnehmen und deshalb fließen keine Flüsse mehr aus $S2_i$ und N_i .

Abbildung 4.5 zeigt die realen und simulierten Abflussprofile der drei Zellen. Alle Abflussprofile zeigen eine große Ähnlichkeit. Deutlich zu erkennen ist: (1.) Der simulierte Abfluss aus $S1_i$ erreicht seinen Maximalwert (Kapazität der Kante) stets in den ersten fünf Umlaufsekunden, der Maximalwert des realen Abflusses ist größer, tritt aber nur gelegentlich auf; (2.) der Abfluss aus $S2_i$ ist in den ersten Umlaufsekunden wegen querender Fußgänger in der Zelle O_j reduziert; (3.) die Fahrzeuge aus N_i fließen erst ab, wenn die Flüsse aus $S1_i$ und $S2_i$ kleiner geworden sind und daher größere Zeitlücken auftreten; (4.) ein Rückstau blockiert die östliche Ausfahrt des Knotenpunkts zwischen dem 1446. und 1530. Zeitschritt, aus N_i fließen keine Fahrzeuge ab, auch nicht im Phasenübergang.

Abbildung 4.6 zeigt die mittleren Flüsse pro Umlauf, gemittelt über je 5 Umlaufsekunden. Die visuelle Analyse ist hierbei besonders interessant, denn sie offenbart, in wie weit die Besonderheiten im realen Verkehrsfluss aufgrund von mikroskopischen Zusammenhängen auch mit der makroskopischen Verkehrsflussmodellierung abbildbar sind.

- Bei $S1_i$ und $S2_i$ fahren Fahrzeuge auch nach Freigabezeitende in den Knotenpunkt ein, d. h. die effektive Freigabezeit¹⁰ unterscheidet sich von der signalisierten Freigabezeit, und in der Simulation wird deshalb bei N_i das Freigabezeitende gegenüber dem Signalzeitenplan um 16 s nach hinten verschoben, d. h. von der 45. Umlaufsekunde auf die 61ste, in welcher der reale Abfluss endet. Die Entscheidung hat praktische Gründe: Es ist keine fallspezifische Bestimmung der Abflüsse aus $S1_i$ und $S2_i$ erforderlich bzw. kein zusätzlicher Fall beim Parameter t_g für N_i .
- Bei $S1_i$ wird der größte Abfluss im zweiten 5 s-Intervall nach Freigabezeitbeginn erreicht, da die ersten Zeitlücken stark dem Einfluss stochastischer Reaktionszeiten und der Beschleunigungsvorgänge unterliegen. Zur Erinnerung: Die Kapazität einer lichtsignalgesteuerten Knotenpunktzufahrt sollte aus Zeitlücken erst ab dem fünften Fahrzeug ermittelt werden (HCM, 2010). Dieser Wert, wie auch der größte reale Abfluss bei $S2_i$, erwies sich in der Simulation aber als zu niedrig, um die reale Anzahl an abgeflossenen Fahrzeugen je Umlauf in der Simulation zu erreichen. Aus

¹⁰ → 3.5.2 auf Seite 73

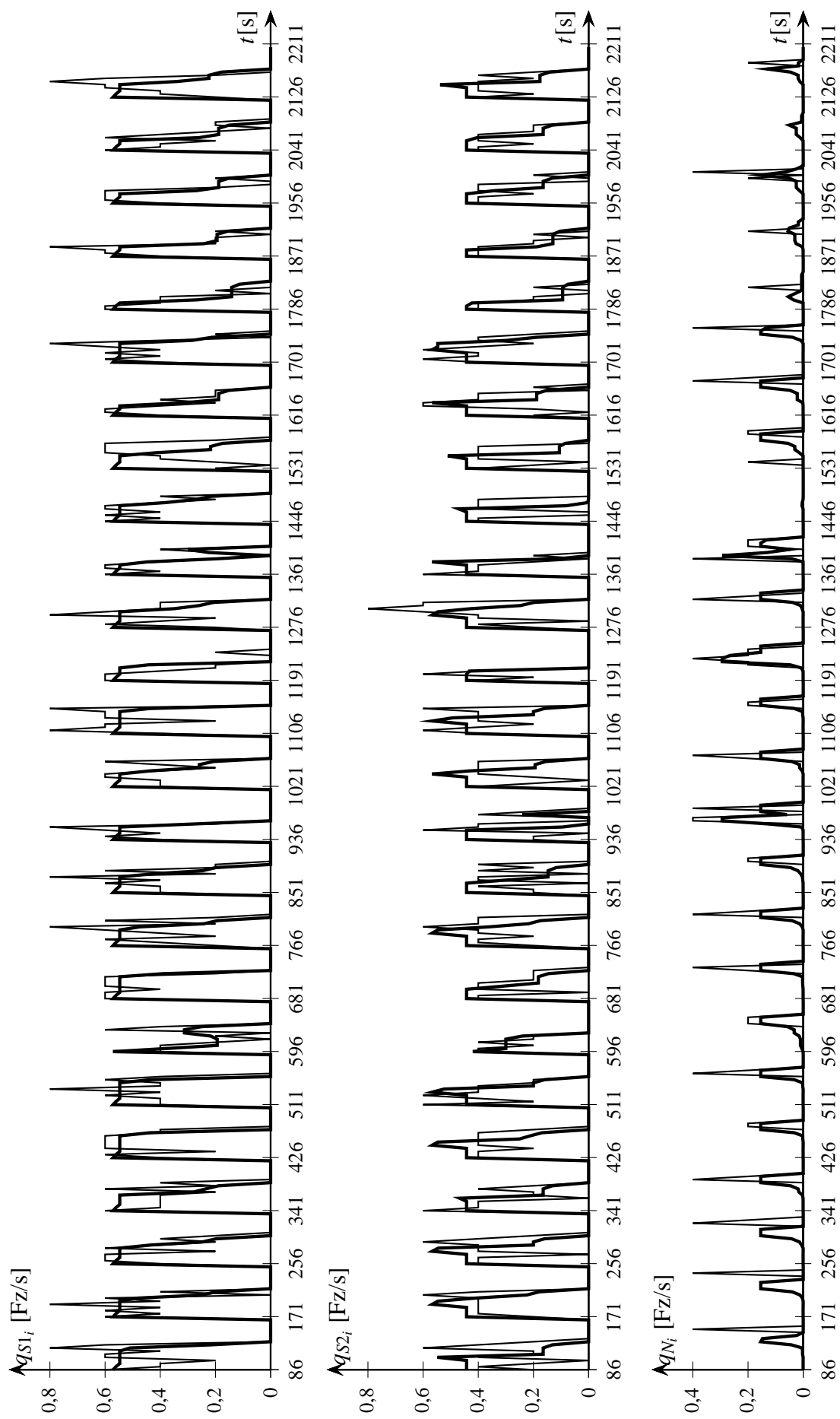


Abbildung 4.5: Abflüsse aus $S1_i$, $S2_i$ und N_i , gemittelt über 5 s: Realität (dünne Linie) und CTM (dicke Linie).

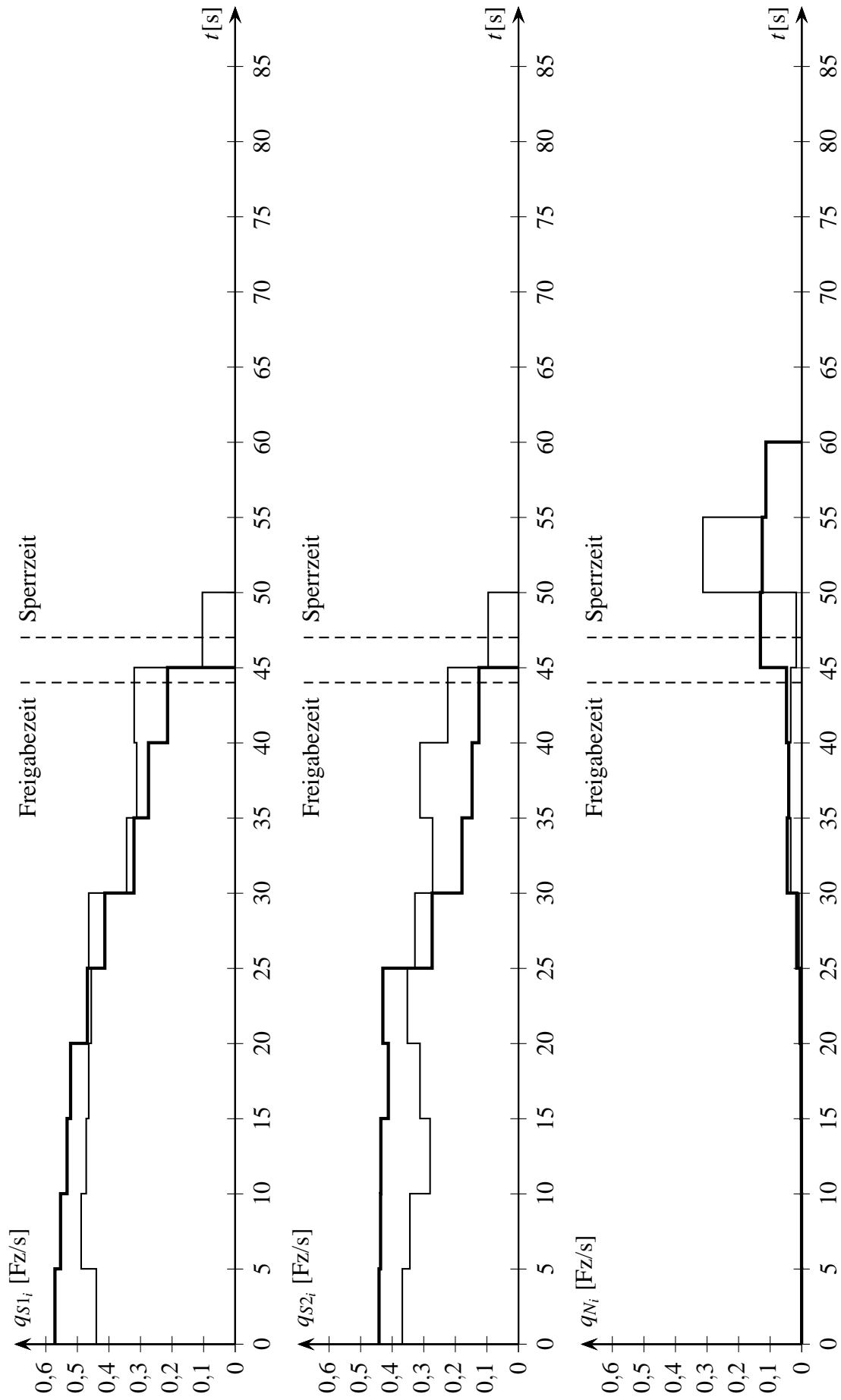


Abbildung 4.6: Mittlere Flüsse aus $S1_i$, $S2_i$ und N_i je 5 Umlaufsekunden: Realität (dünne Linie) und CTM (dicke Linie).

diesem Grund - und um die Kalibrierung des Modells nicht unnötig zu erschweren - wurde auch darauf verzichtet, die geringere Kapazität im ersten 5 s-Intervall durch eine angepasste Nachfragefunktion wie von Srivastava u. a. (2015) vorgeschlagen herbeizuführen.

- Bei N_i weisen die mittleren Flüsse eine große Ähnlichkeit auf. In den ersten 44 Umlaufsekunden ist der Abfluss gemäß Gleichung (4.1) mit $t_g = 8,5$ s bzw. $t_{g,Fall(a)} = 7,2$ s beschränkt. Ab der 45. Umlaufsekunde gilt Gleichung (4.1) auf Seite 114 mit der größeren Grenzzeitlücke $t_{g,Fall(b)} \approx 13,7$ s, wobei nur die Abflussprofile in den folgenden elf Sekunden unterschiedlich sind. Diese Abweichungen sind unvermeidlich, weil die Fahrzeuge in der Realität in den ersten sechs Sekunden nach dem Freigabezeitende langsamer abfließen als sie gemäß der Abflüsse aus $S1_i$ und $S2_i$ theoretisch könnten, und weil die simulierte Anzahl an abgeflossenen Fahrzeugen bis zur 61. Umlaufsekunde der realen Anzahl entsprechen soll.

4.2.3 Validierung

Aufgrund beschränkter Ressourcen konnte leider keine zweite Erhebung an dem Knotenpunkt durchgeführt werden. Es stehen zur Validierung des Modells keine Datensätze zur Verfügung, die nicht aus demselben Erhebungszeitraum wie der Datensatz der Kalibrierung stammen, und das empfohlene Vorgehen gemäß Kapitel 4.1 kann somit nicht vollumfänglich durchgeführt werden. Zur Validierung des Modells werden daher die Ausprägungen von vier praxisrelevanten Bewertungsgrößen, die nicht zur Kalibrierung genutzt wurden, mit dem Modell simuliert und mit realen Werten verglichen.

Mittlere Reisezeit. Abbildung 4.7 präsentiert eine Gegenüberstellung der simulierten mittleren Reisezeit vom Beginn der Kante N_i bis zur Kante O_j bei Einfahrt im Zeitschritt t im CTM (Linie) mit 36 realen Reisezeiten (•), die mit einem automatischen Kennzeichenerfassungssystem erhoben wurden. Der Einfahrquerschnitt des Kennzeichenerfassungssystems lag leider nicht am Beginn der Kante N_i sondern 50 m stromaufwärts, zudem liegen nicht für alle 66 auf den Videoaufnahmen beobachtete Fahrzeugen reale Reisezeiten vor. Ebenso lag der Ausfahrquerschnitt nicht am Beginn der Kante O_j , sondern 30 m stromabwärts. Damit dem Reisezeitvergleich trotzdem eine einheitliche Strecke zu Grunde liegt, werden zwei Annahmen getroffen: (1.) Die mittlere Geschwindigkeit der Fahrzeuge zwischen dem Einfahrquerschnitt und dem Beginn der Kante N_i beträgt 30 km/h, jede reale Einfahrzeit wird daher pauschal um 6 s erhöht; (2.) Fahrzeuge benötigen die Nullzeitlücke (Gleichung (4.5) auf Seite 115) zum Queren des Knotenpunkts, und die mittlere Geschwindigkeit auf den ersten 30 m der Kante O_j beträgt 30 km/h; jede Reisezeit gemäß Algorithmus 3.5 auf Seite 105 wird deshalb pauschal um 17 s erhöht.

Die Ganglinie der simulierten Reisezeit verläuft bemerkenswert dicht entlang den 36 realen Reisezeiten. Allerdings ist ihre Ausprägung modellbedingt direkt abhängig von der der Abflusssummenlinien (Bewertungsgröße der Kalibrierung), weshalb sie nicht uneingeschränkt als Schätzung der unbekannten realen Reisezeitganglinie dienen darf. Gleiches gilt für den Mittelwert der simulierten und realen Reisezeiten zwischen dem 159. (erster

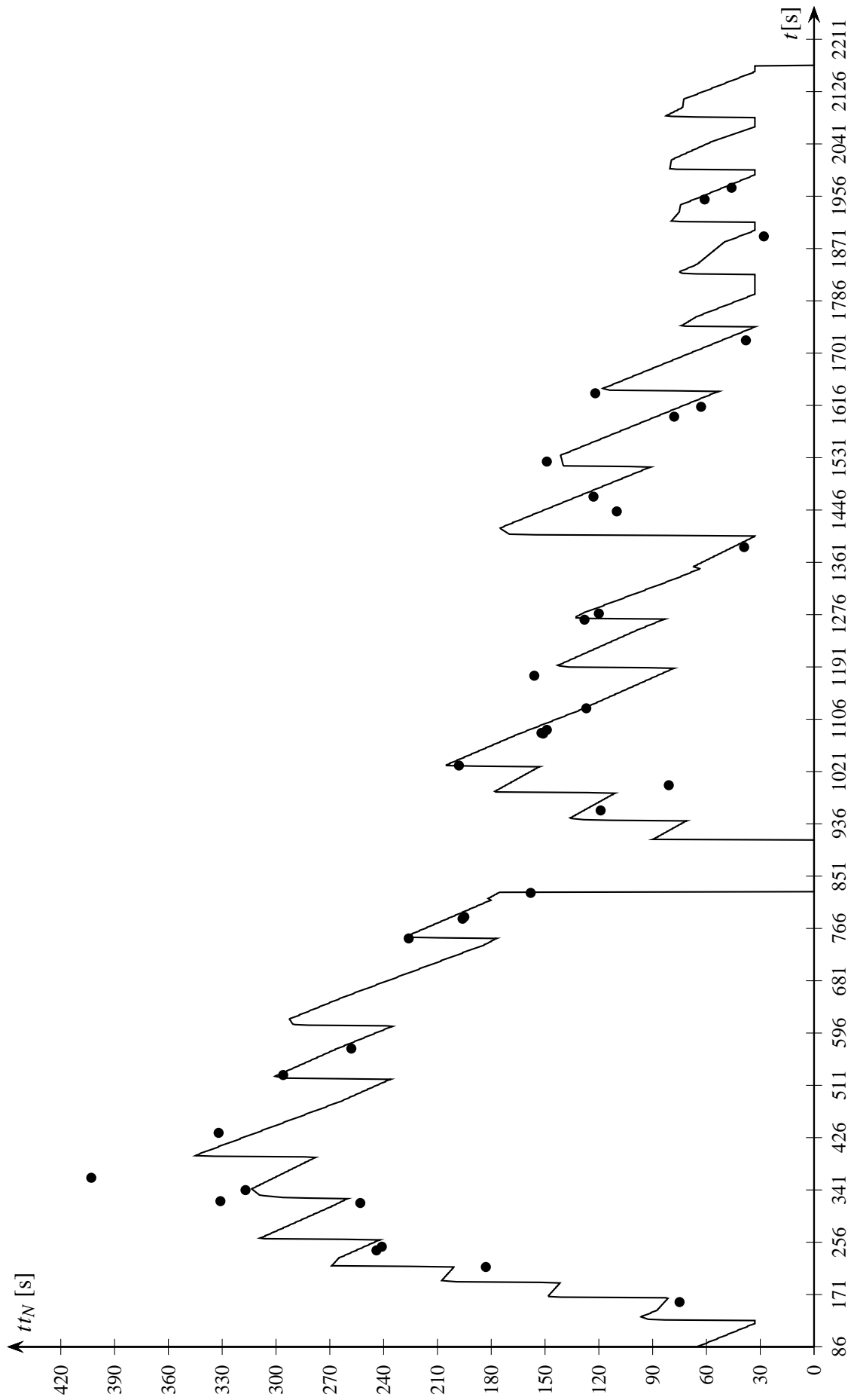


Abbildung 4.7: Mittlere Reisezeit von $N_i \rightarrow O_j$ bei Einfahrt im Zeitschritt t : Realität (\bullet) und CTM (Linie).

Messwert) und dem 1970. Zeitschritt (36. Messwert): Im CTM wie in der Realität beträgt er 165 s.

Mittlere Verlustzeit. Die Verlustzeit im CTM in jeder Zelle i der Linksabbiegerspur im Zeitschritt t bestimmt sich gemäß Gleichung (3.51) auf Seite 105. Die Summe der einzelnen Verlustzeiten $d_i(t)$ von 64,3 eingefahrenen Fahrzeugen über alle Zellen i und alle Zeitschritte t zwischen dem 86. und 2186. Zeitschritt (Abflussende des letzten Umlaufs) beträgt 8136 Fz·s; die mittlere Verlustzeit pro Fahrzeug im CTM ist somit 127 s.

Die mittlere Verlustzeit pro Fahrzeug in der Realität lässt sich mit der in Anhang A geschilderten Methode¹¹ bestimmen, sie beträgt in derselben Zeitdauer 129 s. Die absolute Differenz von 2 s entspricht einer relativen Abweichung von nur 2 %.

Anzahl aller Halte. Die Anzahl der Halte in jeder Zelle i der Linksabbiegerspur je Zeitschritt t bestimmt sich gemäß Gleichung (3.52) auf Seite 107. Die Summe aller Halte von 64,3 eingefahrenen Fahrzeugen zwischen dem 86. und dem 2210. Zeitschritt beträgt 63,8 Halte; die mittlere Anzahl von Halten pro Fahrzeug ist somit $0,99 \approx 1$, d. h. kein Fahrzeug passiert die Linksabbiegerspur ohne Halt. Dieses Ergebnis entspricht der empirischen Beobachtung: Jedes ankommende Fahrzeug muss halten.

Rückstaulänge. Abbildung 4.8 zeigt die Ganglinie der simulierten Rückstaulänge in [Fz] auf der Linksabbiegerspur in jedem Zeitschritt t und die reale Anzahl der Fahrzeuge in der Warteschlange (\bullet bzw. \circ). Die Ganglinie bestimmt Gleichung (3.54) auf Seite 107, kaufmännisch gerundet auf die nächste natürliche Zahl¹²; die Rückstaulänge wurde aus den Videoaufnahmen gewonnen. Die vollen Punkte (\bullet) sind die Anzahl der Fahrzeuge, die innerhalb eines Zählintervalls von 15 s in der Warteschlange stillstehen oder in diese einfahren. Die leeren Punkte (\circ) sind die Anzahl der Fahrzeuge zu charakteristischen Zeitpunkten des Umlaufs: Beim Freigabezeitbeginn (1. Umlaufsekunde) bzw. -ende (45. Umlaufsekunde) und beim Abflussende in der 61. Umlaufsekunde.

Die Ganglinie der simulierten Rückstaulänge ist eine sehr gute Abschätzung der realen Rückstaulänge, da sie deren allgemeinen Verlauf wiedergibt, häufig sogar gleicht. Die einzelnen Schätzfehler resultieren aus den unterschiedlichen Auflösungen der Verkehrsnachfrage: Sie ist mikroskopisch in der Realität, d. h. die innerhalb eines Umlaufs ankommenden Fahrzeuge erreichen die Warteschlange zu zufälligen Zeitintervallen; sie ist makroskopisch im CTM, d. h. dieselbe Anzahl an Fahrzeugen fließt durch einen konstanten Verkehrsfluss mit sehr kleiner Verkehrsstärke ein. Bei dem Zählintervall von 15 s ist die mittlere Rückstaulänge in der Realität 4,5 Fz und in der Simulation 4 Fz lang, der mittlere Fehler beträgt -0,5 Fz. Bei der Zählung zu charakteristischen Zeitpunkten des Umlaufs sind diese Größen 4,2 Fz, 3,8 Fz und -0,4 Fz groß. Allgemein lässt sich damit festhalten, dass die Simulation die Rückstaulängen geringfügig unterschätzt. Wenn man

¹¹Da im CTM die Beschleunigungen und Verzögerungen der Fahrzeuge bereits durch die Wahl der Modellparameter berücksichtigt sind, wird in diesem Anwendungsfall der mittlere Zeitverlust durch Verzögerung-Beschleunigung w_{vb} in Gleichung A.3 auf Seite 134 gleich Null gesetzt.

¹²Kaufmännische Rundung gemäß DIN1333 (1992) mit der ersten Nachkommastelle als Rundestelle; Gleichung (3.42) auf Seite 97 garantiert $n_{i,a} \geq 1$.

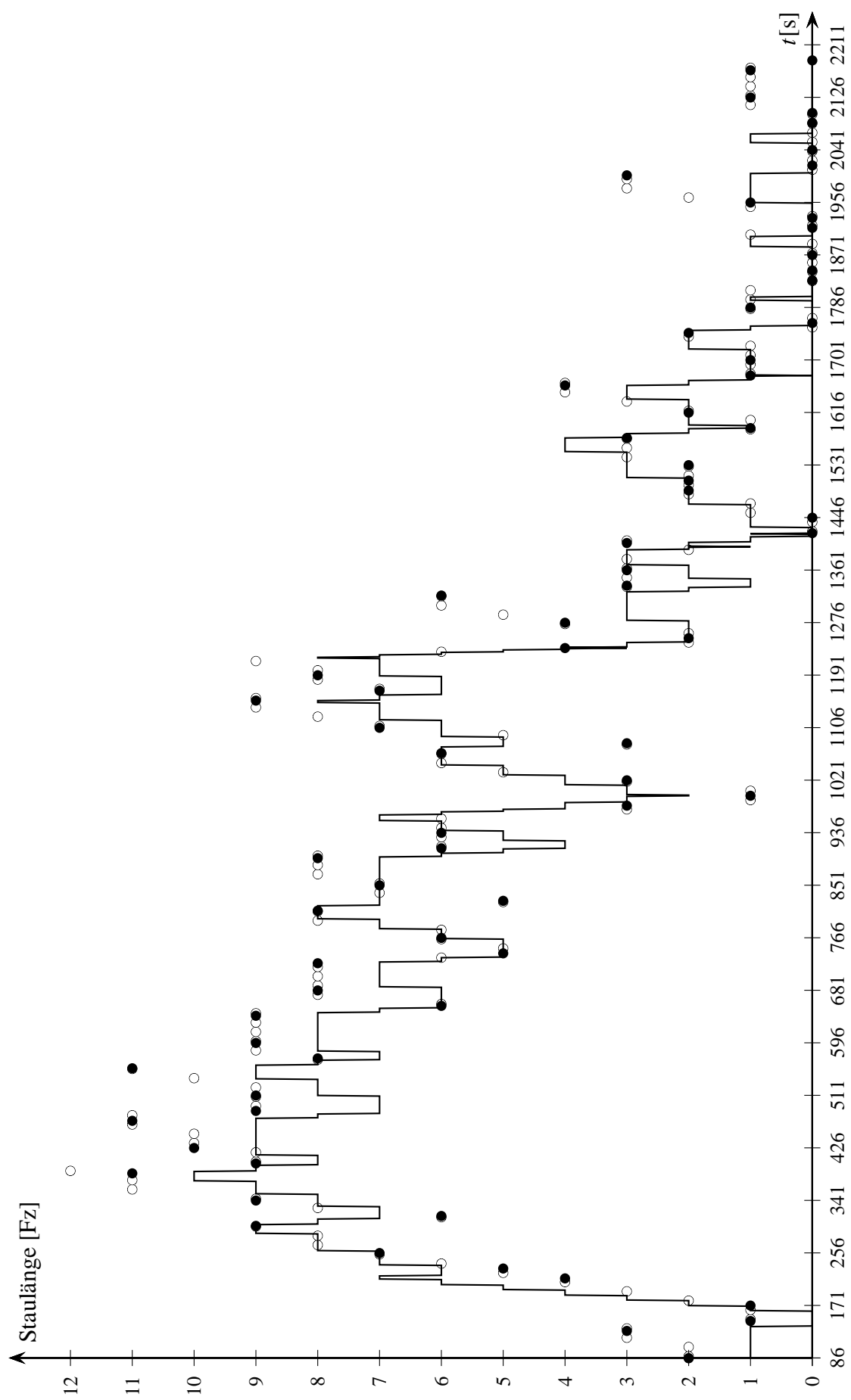


Abbildung 4.8: Rückstaulänge auf der Linksabbiegespur: Realität (● bzw. ○) und CTM (Linie).

Toleranzgrenzen für den Schätzfehler festlegt, ist auch eine quantitative Bewertung der Unterschätzung möglich: Unter der Annahme, dass in jedem zu vergleichenden Zeitschritt die geschätzte Rückstaulänge in der Simulation um nicht mehr als ein Fahrzeug von der realen Rückstaulänge abweichen darf, erfüllen im Fall des 15-sekündlichen Zählintervalls 78 % aller Zählintervalle diese Bedingung, und im Fall der charakteristischen Umlaufzeitpunkte 83 % aller Zählintervalle. Sind zwei Fahrzeuge als Schätzfehler tolerierbar, so liegen in beiden Fällen sogar 97 % aller Zählintervalle in dieser Toleranzgrenze.

4.2.4 Fazit

Das erweiterte CTM bildet den Verkehrsfluss im simulierten Anwendungsfall realistisch ab, denn bei der Kalibrierung und Validierung liegen die simulierten und realen Ausprägungen der Kenngrößen bemerkenswert dicht beieinander. Diese Aussage gilt jedoch nur unter der Einschränkung, dass nur Datensätze aus einem Erhebungszeitraum vorlagen und die guten Übereinstimmungen der simulierten und realen Ausprägungen der Validierungsgrößen zwangsläufig aus der erfolgreichen Kalibrierung resultieren. Für eine finale Aussage über die Realitätstreue des erweiterten CTM sollte eine zweite Erhebung an dem Knotenpunkt und eine erneute Validierung erfolgen.

Kapitel 5

Zusammenfassung und Ausblick

Aufgrund seiner wissenschaftlichen Historie und seinen einfachen Modellgleichungen hat das Cell Transmission Model (CTM) von Daganzo (1994) bei Forschern weltweit eine enorme Verbreitung erfahren. Gemessen an seinem großen Erfolg in der Forschung, fristet das CTM in der Praxis jedoch ein Schattendasein. Die vorliegende Arbeit möchte den praktischen Einsatz des CTM zur effektiven Simulation des Verkehrsflusses in Hauptstraßennetzen entscheidend erleichtern.

Stand der Forschung Bei der Literaturanalyse werden vier Stärken des CTM identifiziert: Das CTM hat einfache Modellgleichungen, die eine eindeutige Lösung garantieren; maximal vier unabhängige Modellparameter sind zu kalibrieren; unimodaler Verkehrsfluss und Warteschlangen werden zeitlich und räumlich realistisch abgebildet. Als Einschränkungen des CTM sind festzuhalten: Die Geschwindigkeit ist flussunabhängig, daher wechselt der Verkehrsfluss augenblicklich von einem Zustand in den anderen und es kann keine vorausschauende Fahrweise der Kraftfahrer modelliert werden; Pulkauflösung ist nur stromabwärts möglich; in der Realität zu beobachtende Verkehrsflüsse mit identischer Verkehrsdichte aber unterschiedlicher maximaler Verkehrsstärke (capacity drop) treten im CTM nicht auf; durch die konstanten Zelllängen kann es zu einer Diskrepanz zwischen der Länge einer Kante in der Realität und im CTM kommen; multimodale Verkehrsflüsse sind mit dem CTM nur stark vereinfachend abbildbar. Zu fünf Aspekten des CTM wurde Forschungsbedarf identifiziert; die hierfür entwickelte Modellerweiterung sind der Beitrag dieser Arbeit zum Fortschritt von Forschung und Entwicklung.

Modellbeschreibung und -erweiterungen Das Netzmodell des CTM ist ein gerichteter Graph ohne Mehrfachkanten. Die Teilmenge der „Knotenstromkanten“ repräsentiert die realen Abbiegebeziehungen innerhalb eines Knotenpunktes; sie transportieren keinen Verkehrsfluss, sondern dieser springt von den Endknoten der zuführenden Kanten an die Anfangsknoten der abführenden Kanten. Die Eingangsdaten des Modells werden in vier Gruppen (Zeitintervall, Kantenparameter, Knotenparameter, Lichtsignalanlagen) unterteilt. Die wichtigste Modellerweiterung ist ein generischer Algorithmus¹, der erstmals die Modellierung des Verkehrsflusses in Knotenpunkten mit einer beliebigen An-

¹Der generische Algorithmus wurde von Gunnar Flötteröd (Assistant professor, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Schweden) entwickelt. Innerhalb der gemeinsamen Forschungsarbeit (Flötteröd

zahl von Zu- bzw. Ausfahrten und unter Beachtung von Vorfahrtregelungen ermöglicht. Die Verkehrsnachfrage im CTM kann als zeitlich diskreter Zufluss mit stückweise konstanten Zuflussraten generiert werden, welche stochastisch verteilte Zeitlücken zwischen den Fahrzeugen imitieren. Eine allgemeingültige Modellierung von Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung bringt zwei Errungenschaften mit sich: (1.) Umlaufzeit, Phasenfolge, Phasenanzahl, Freigabezeit und Versatzzeit sind während der Simulation in Abhängigkeit von verkehrlichen Kenngrößen veränderbar; (2.) die Erweiterung ermöglicht eine flexible Versorgung unterschiedlicher Steuerungsstrukturen und kann dank ihrer Struktur in Quellcode implementiert und in Maschinensprache übersetzt werden. Bei verkehrsabhängig gesteuerten Lichtsignalanlagen mit ÖPNV-Priorisierung wird der Fahrtverlauf eines Busses entlang einer Route mit festen Abfahrtszeiten und Haltestellen, die Abbildung der An- und Abmeldung eines Busses an der Lichtsignalanlage sowie die Abschätzung seiner Verlustzeit durch die Bewegung masseloser Partikel abgebildet. Für die empirische Kalibrierung und Validierung werden sechs verkehrliche Kenngrößen (Verkehrsstärken, mittlere Verkehrsdichte, mittlere Verkehrsstärke, momentane Geschwindigkeit, mittlere Zeitlücke, mittlere Beschleunigung) und vier praxisrelevante Bewertungsgrößen (mittlere Reisezeit, Verlustzeit, Anzahl aller Halte, Rückstaulänge) definiert. Für jede Kenngröße wird ihre Berechnungsvorschrift im CTM angegeben, eine empirische Erhebungsmethode beschrieben bzw. entwickelt und ein Bewertungskriterium vorgeschlagen. Die konkrete praktische Umsetzbarkeit dieses Vorgehens wird anhand eines realen Anwendungsfall beweisen.

Modellanwendung Praktischer Anwendungsfall zur Evaluierung des erweiterten CTM ist der Knotenpunkt Altewiekring/Kastanienallee in Braunschweig. Die Kalibrierung des Modells erfolgt anhand der Summenlinien der simulierten und realen Flüsse. Die Validierung anhand vier praxisrelevanter Bewertungsgrößen kommt zu folgendem Ergebnissen:

- Die Ganglinie der simulierten Reisezeit verläuft bemerkenswert dicht entlang den realen Reisezeiten, weshalb sie als sehr gute Schätzung der (unbekannten) realen Reisezeitganglinie bewertet wird, die Mittelwerte der simulierten und realen Reisezeiten sind mit 165 s identisch.
- Die mittlere Verlustzeit pro Fahrzeug beträgt 129 s in der Realität und 127 s im CTM, die absolute Differenz ist somit 2 s und die relative 2 %.
- Die mittlere Anzahl von Halten pro Fahrzeug ist im CTM ungefähr 1 und entspricht exakt der empirischen Beobachtung.
- Die Rückstaulänge in der Simulation weicht, je nach Zählintervall, bei 78 % bzw. 83 % aller Zählintervalle um nicht mehr als ein Fahrzeug von der realen Rückstaulänge ab, bei 97 % um nicht mehr als zwei Fahrzeuge.

Das CTM bildet den Verkehrsfluss im simulierten Anwendungsfall demnach realistisch ab. Allerdings gilt diese Aussage nur unter der Einschränkung, dass nur Datensätze aus einem Erhebungszeitraum vorlagen und die guten Übereinstimmungen der simulierten und

und Rohde, 2011) oblag dem Autor dieser Arbeit die Definition praxistauglicher Kapazitätsbeschränkungsfunktionen und die empirische Evaluation des Algorithmus.

realen Ausprägungen der Validierungsgrößen zwangsläufig aus der erfolgreichen Kalibrierung resultieren. Für eine finale Aussage über die Realitätstreue des erweiterten CTM sollte eine zweite Erhebung an dem Knotenpunkt und eine erneute Validierung erfolgen.

Kurzanleitung Die wichtigsten Arbeitsschritte zur effektiven Simulation des Verkehrsflusses in Hauptstraßennetzen mit dem erweiterten CTM sind:

1. Modellaufbau gemäß Kapitel 3.1 bis 3.6
2. Eingangsdaten gemäß Kapitel 3.7 mit folgenden Empfehlungen
 - (a) Zeitintervall: 1 s
 - (b) Kantenparameter für ein dreieckiges Fundamentaldiagramm: $v_f = 45 \text{ km/h}$, $Q = 2056 \text{ Kfz/h}$, $k_{max} = 175 \text{ km/h}$; $w = 15,9 \text{ km/h}$ (berechnet²)
 - (c) Knotenparameter: Kapazitätsbeschränkungsfunktion gemäß (HBS, 2009) mit $t_g = 8,5 \text{ s}$, $t_{g,Fall(a)} = 7,2 \text{ s}$, $t_{g,Fall(b)} = \frac{21}{13} \cdot t_g$, $t_f = \frac{26}{55} \cdot t_g$
3. Kalibrierung
 - (a) Kalibrierungsgröße: Verkehrsstärke als Gang- oder Summenlinie.
 - i. CTM: Gleichung 3.1 auf Seite 52 bzw. gemäß Kapitel 3.4.1.
 - ii. Erhebung: Manuelle oder automatische Zählungen
 - iii. Bewertungskriterium: Ähnlichkeit anhand gängiger statistischer Fehlermaße (z. B. FGSV388, 2006) oder anhand des in Anhang B für diese Arbeit entwickelten Ganglinienvergleichs
 - (b) Mit den Empfehlungen in 2. sind bei der Kalibrierung nur fünf Modellparameter zu verändern: Die drei Kantenparameter freie Geschwindigkeit v_f , Kapazität Q , maximale Verkehrsdichte k_{max} (Stauwellengeschwindigkeit w wird berechnet) und die zwei Knotenparameter t_g und $t_{g,Fall(a)}$.
4. Validierung
 - (a) Validierungsgröße: Mittlere Reisezeit
 - i. CTM: Verfahren von Long u. a. (2011) ohne Interpolation (Kapitel 3.9 auf Seite 103)
 - ii. Erhebung: Messfahrten oder Messungen mit einem automatischen Kennzeichenerfassungssystem
 - iii. Bewertungskriterium: Abweichung der Mittelwerte oder der Ganglinie der simulierten Reisezeiten von denen realen Reisezeiten (Punktwerte)
 - (b) Validierungsgröße: Mittlere Verlustzeit
 - i. CTM: Gleichung 3.51 auf Seite 105

² $w = \frac{Q}{k_{max} - \frac{Q}{v_f}}$

- ii. Erhebung: Zählen gestoppter Fahrzeuge mit der in Anhang A für diese Arbeit entwickelten Methode
 - iii. Bewertungskriterium: Abweichung der Mittelwerte
- (c) Validierungsgröße: Rückstaulänge
 - i. CTM: Gemäß Kapitel 3.9 auf Seite 107
 - ii. Erhebung: Zählen aller Fahrzeuge, die sich zu bestimmten Zeitschritten in der Warteschlange befinden oder in diese einfahren
 - iii. Bewertungskriterium: Ähnlichkeit anhand gängiger statistischer Fehlermaße (z. B. FGSV388, 2006)

Die Kalibrierung und Validierung des Modells kann computergestützt erfolgen, da jede Kalibrierungs- und Validierungsgröße quantitativ in der Realität erhoben bzw. im Modell berechnet werden kann. Denkbar ist hierfür der Einsatz von etablierten heuristischen Optimierungsverfahren, wie z. B. einem Genetischen Algorithmus oder einer Tabu-Suche, für die im Internet diverse kostenlose Programmbibliotheken angeboten werden.

Ausblick Das erweiterte CTM liefert die Grundlage für eine realistische makroskopische Verkehrsflussmodellierung jedes deutschen Hauptstraßennetzes; es sollte in den meisten Fällen ohne Anpassungen direkt anwendbar sein. Während der Bearbeitung dieser Arbeit ergaben sich dennoch Forschungsfragen, denen nicht mehr nachgegangen werden konnte, aber in zukünftigen Arbeiten zum CTM untersucht werden sollten.

- Mit der entwickelten Modellerweiterung zur Abbildung von Lichtsignalanlagen mit verkehrsabhängiger Steuerung und ÖPNV-Priorisierung wurde eine komplexe Lichtsignalanlagensteuerung erfolgreich in Maschinensprache übersetzt und innerhalb einer mikroskopischen Verkehrsflusssimulation simuliert (Schüler u. a., 2011). Gelingt dies ebenso mit dem makroskopischen CTM? Oder muss hierbei Gleichung (3.47) auf Seite 103 bei der Abschätzung der Zeitlücken verändert werden?
- Die Geschwindigkeit der Buspartikel ist allein abhängig von den Zustandsvariablen der Zellen (Anzahl der Fahrzeuge) und kann sich von einem Zeitschritt auf den anderen unrealistisch schnell verändern (z. B. von 0 direkt auf v_f). Wie kann die Bewegung der Buspartikel sowohl flussabhängig (für die Bewegung innerhalb von Warteschlangen) als auch flussunabhängig (bustypische Geschwindigkeit und Beschleunigung) im CTM abgebildet werden?
- Die mittlere Reisezeit auf einer Kante lässt sich mit Gleichung (3.49) auf Seite 104 direkt berechnen, aber ließe sie sich auch mit der Methodik zur Modellierung der Bewegung masseloser Partikel abbilden? Eignet sie sich gar zur Abbildung von Reisezeiten bei Quelle-Ziel-Beziehungen?
- Wie können multimodale Verkehrsflüsse, wie sie auf deutschen Autobahnen und Landstraßen die Regel sind, im CTM modelliert werden?

Anhang A

Ermittlung der mittleren Verlustzeit durch Zählen gestoppter Fahrzeuge

A.1 Motivation und Ziel

Die mittlere Verlustzeit ist in zwei weit verbreiteten Standardregelwerken, dem amerikanischen Highway Capacity Manual (HCM, 2010) und dem deutschen Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, 2009), die zentrale Bewertungsgröße in den Verfahren zur Bewertung des Verkehrsablaufs an Knotenpunkten. In der Praxis existiert jedoch kein technisches Verfahren, mit dem die mittlere Verlustzeit eines Fahrzeugkollektivs direkt und automatisch gemessen werden kann. Automatische Kennzeichenerfassungssysteme bieten immerhin die Möglichkeit, die individuelle Reisezeit der einzelnen Fahrzeuge zwischen zwei Messquerschnitten zu messen. Die Bestimmung der Verlustzeit als Differenz der individuellen Reisezeit und der freien Reisezeit kann jedoch nicht automatisch erfolgen, da die freie Reisezeit keine eindeutig definierte verkehrliche Größe ist und je nach Anwendungsfall unterschiedlich interpretierbar ist. Zudem sind die Systeme kostenintensiv in der Anschaffung und daher nicht allgemein verfügbar.

Die im Folgenden vorgestellte Methode basiert auf dem amerikanischen Highway Capacity Manual (HCM, 2010) und der Arbeit von Mousa (2002). Ihr Ziel ist eine Abschätzung der mittleren Verlustzeit an einer Lichtsignalanlage allein durch das Zählen der gestoppten Fahrzeuge. Anwendbar ist sie entweder im Feld durch Zählpersonal oder im Labor anhand von Videoaufnahmen des Verkehrsablaufs.

A.2 Methodenablauf

Die Methode basiert auf der Zählung der Fahrzeuge, die sich im aktuellen Messintervall in der Warteschlange befinden. Der Untersuchungszeitraum sollte gemäß den Empfehlungen für Verkehrserhebungen (FGSV125, 2012) gewählt werden. Er wird in konstante Messintervalle i der Dauer Δt unterteilt, jedoch darf Δt kein Teiler der Umlaufzeit der Lichtsignalanlage sein. Die Wahl von Δt unterliegt ansonsten praktischen Aspekten: Ein kurzes Intervall liefert durch viele Messergebnisse eine präzisere Schätzung der mittleren Verlustzeit als ein langes, es ist aber aufwändiger zu zählen; „gewohnte“ 5 s-Intervalle

Tabelle A.1: Zusätzlicher Zeitverlust t_{vb} durch Verzögerung und Beschleunigung.

t_{vb} [s]			
v_0 [km/h]	$\bar{N}_{Fz,ws,u} \leq 7$	$7 < \bar{N}_{Fz,ws,u} < 20$	$20 \leq \bar{N}_{Fz,ws,u}$
≤ 60	5	2	- 1
60...71	7	4	2
≥ 71	9	7	5

sind beim Zählen einfacher einzuhalten als „ungewohnte“ (z. B. 7 s-Intervalle). Als praktikable Intervalldauer Δt werden daher 10, 15 und 20 Sekunden vorgeschlagen.

Die Messung beginnt stets bei Sperrzeitbeginn und es werden pro Verkehrsstrom und Fahrstreifen zwei Zählpersonen benötigt:

1. Die erste Zählperson zählt je Messintervall i alle Fahrzeuge in der Warteschlange ($n_{Fz,ws}(i)$). Ein Fahrzeug schließt sich der Warteschlange an, sobald sein Abstand zum Ende der Warteschlange bzw. der Haltelinie erstmals weniger als seine Fahrzeuglänge beträgt; es verlässt die Warteschlange, wenn es letztmals beginnt seine Fahrt in die Knotenpunktausfahrt fortzusetzen und diese auch erreicht. Ein Fahrzeug kann also innerhalb der Warteschlange mehrmals zum Halten kommen, z. B. weil der Knotenpunkt überlastet ist und das Fahrzeug mehrere Umläufe benötigt, diesen zu durchfahren. Neben den wartenden Fahrzeuge vor der Haltelinie sind auch im Knotenpunkt stehende Fahrzeuge Teil der Warteschlange.
2. Die zweite Zählperson zählt alle Fahrzeuge, die während des Untersuchungszeitraums am Knotenpunkt ankommen ($N_{Fz,ges}$), und zusätzlich jedes Fahrzeug, das sich der Warteschlange anschließt ($N_{Fz,ws}$).

Die mittlere Wartezeit in der Warteschlange ist:

$$w_{ws} = 0,9 \cdot \Delta t \cdot \frac{\sum_i n_{Fz,ws}(i)}{N_{Fz,ges}} \quad [\text{s}], \quad (\text{A.1})$$

wobei der Faktor 0,9 ein empirischer Korrekturfaktor (HCM, 2010) ist.

Ein zusätzlicher Zeitverlust t_{vb} in [s] entsteht jedem Fahrzeug der Warteschlange durch die erforderliche Geschwindigkeitsverzögerung, wenn es sich der Warteschlange annähert, sowie durch den Beschleunigungsvorgang, wenn es diese wieder verlässt. Tabelle A.1 gibt hierfür Anhaltswerte in Abhängigkeit der durchschnittlichen Ausgangsgeschwindigkeit der Fahrzeuge v_0 in [km/h] und der mittleren Anzahl an Fahrzeugen in der Warteschlange je Umlauf:

$$\bar{N}_{Fz,ws,u} = \frac{N_{Fz,ws}}{N_{Umläufe}}. \quad (\text{A.2})$$

Der mittlere Zeitverlust durch Verzögerung-Beschleunigung ist dann:

$$w_{vb} = \frac{t_{vb} \cdot N_{Fz,ws}}{N_{Fz,ges}}. \quad (\text{A.3})$$

Per Definition ist die mittlere Wartezeit im Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen „die gegenüber der freien Durchfahrt zusätzliche benötigte Zeit beim Befahren des Knotenpunkts“ (HBS, 2009). Diese entspricht der mittleren Gesamtverlustzeit bzw. der Summe der mittleren Wartezeit in der Warteschlange und des mittleren Zeitverlustes durch Verzögerung-Beschleunigung:

$$w = w_{ws} + w_{vb}. \quad (\text{A.4})$$

Anhang B

Bewertung der Ähnlichkeit zweier Verkehrsstärke-Ganglinien

Identisch mit dem gleichnamigen Workingpaper von Rohde und Axer (2013).

B.1 Motivation und Ziel

Ein quantitativer Vergleich von zwei Ganglinien hinsichtlich ihrer Ähnlichkeit kann in der verkehrsplanerischen Praxis in vielen Anwendungsbereichen erforderlich werden, z. B. wenn die empirisch ermittelten Wirkungen unterschiedlicher Maßnahmen nur miteinander verglichen werden dürfen, wenn das verursachende Verkehrsaufkommen identisch oder zumindest innerhalb definierter Toleranzgrenzen ähnlich ist, bei der Prüfung, ob das gemessene Verkehrsaufkommen am Messtag ähnlich dem durchschnittlichen ist oder bei der Bewertung des Geschwindigkeitsprofils einer Straße bei einer Vorher-Nachher-Untersuchung. Bei der Simulation des Verkehrsablaufs an einer Verkehrsanlage mit einem Verkehrsflussmodell ist eine möglichst große Ähnlichkeit zwischen der Verkehrsstärke-Ganglinie des realen und des simulierten Verkehrsaufkommens besonders wichtig, z. B. wenn kurzzeitige Spitzenwerte zur Überlastung der Verkehrsanlage führen, und sich der reale Verkehrsablauf in der Simulation nur dann einstellen kann, wenn die dortige Verkehrsstärke-Ganglinie diese Spitzen korrekt wiedergibt. Der konkrete Anwendungsfall, der zur Entwicklung der nachfolgend vorgestellten Methode führte, war die Koordination der Lichtsignalanlagen entlang einer Hauptverkehrsstraße (Friedrich und Rohde, 2008; Rohde und Friedrich, 2011), wo bei der Vorher-Nachher-Untersuchung überprüft werden musste, ob die empirisch bewiesenen Verbesserungen im Verkehrsfluss bei ähnlichen Verkehrsaufkommen entstanden sind.

In den Hinweisen zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation (FGSV388, 2006) werden hierfür allgemeine statistische Fehlermaße, wie z. B. der mittlere Fehler (ME) bzw. mittlerer prozentualer Fehler (MPE), die Wurzel des mittleren quadratischen Fehlers (RMSE) bzw. des mittleren quadratischen prozentualen Fehlers (RMSPE) oder das Bestimmtheitsmaß einer linearen Regressionsanalyse (B) vorgeschlagen, deren Ausprägungen eine Gesamteinschätzung der Abweichungen zwischen den Verkehrsstärken in den einzelnen Zeitintervallen erlauben. Sollen die zwei Verkehrsstärke-Ganglinien auch

hinsichtlich ihrer Form und absoluten Lage quantitativ verglichen werden, so stellt Vortisch (2006) hierfür eine Methode vor, die zunächst die Korrelationskoeffizienten, die mittlere relative Abweichung und die Überlappung ihrer Definitionsbereiche berechnet, und diese anschließend zu einem parametrisierten Abstandsmaß zusammenfasst. Bei der praktischen Anwendung dieser Methode ist aber die Wahl der Parameter mitunter nicht intuitiv auszuführen bzw. zu interpretieren.

Die entwickelte Methode hat daher zwei Ziele: (1.) Sie soll einen quantitativen Vergleich von zwei Verkehrsstärke-Ganglinien ermöglichen, der einfach anzuwenden und (2.) ihre Ergebnisse sollen verständlich interpretierbar sein. Der theoretische Ablauf der Methode wird auf der folgenden Seite beschrieben, ihre praktische Anwendung dann anhand eines Beispiels veranschaulicht.

B.2 Methodenablauf

Datengrundlage der Methode stellen gemessene Verkehrsstärken dar. Um Schwankungen aufgrund von Zähl- bzw. Messfehlern zu minimieren, ist es laut Wild (1996) zweckmäßig, die Verkehrsstärken auf 10-Minuten-Intervalle zu aggregieren. Kernidee der Methode ist ein Toleranzbereich, der sich wie ein Band um die erste Verkehrsstärke-Ganglinie, die Referenzganglinie $[Fz/10 \text{ min}]$, legt. Innerhalb dieses Toleranzbereichs muss auch die zweite Verkehrsstärke-Ganglinie, die Vergleichsganglinie $[Fz/10 \text{ min}]$, liegen. Die Breite des Toleranzbereichs wird in Abhängigkeit der mittleren Verkehrsstärke \bar{q} oder des Tagesmaximums (Peters, 2005) sowie einem frei wählbaren Toleranzbereich p [%] berechnet:

$$q(t)_{max} = q(t) + \bar{q} \cdot p \quad (\text{B.1})$$

$$q(t)_{min} = q(t) - \bar{q} \cdot p \quad (\text{B.2})$$

In Anlehnung an von der Ruhren (2006) beschreibt das *Ähnlichkeitsmaß* $AR(t)$ die Mithigkeit der Vergleichsganglinie im Vertrauensbereich für jedes Messintervall t :

$$AR(t) = 1 - \frac{\left| q(t) - \frac{q(t)_{min} + q(t)_{max}}{2} \right|}{\frac{q(t)_{max} - q(t)_{min}}{2}} \quad (\text{B.3})$$

Ist $AR(t) = 1$, so liegt der Wert der Vergleichsganglinie exakt auf der Referenzganglinie, bei $AR(t) = 0$ exakt auf dem Rand des Toleranzbereichs und bei $AR(t) < 0$ außerhalb. Die *Gesamtähnlichkeit* AR ist die Summe der $AR(t)$ über alle Intervalle n :

$$AR = \sum_t^n AR(t) \quad (\text{B.4})$$

Die *maximale Gesamtähnlichkeit* AR_{max} ist gleich n , wenn jedes $AR(t) = 1$ ist. Die *relative Ähnlichkeit* AR_{rel} ist das Verhältnis zwischen der Gesamtähnlichkeit AR zwischen der

Referenz- und der Vergleichsganglinie und der maximaler Gesamtähnlichkeit AR_{max} :

$$AR_{rel} = \frac{AR}{AR_{max}} = \frac{AR}{n} \quad (B.5)$$

Das Abstandskriterium $AK(t)$ bestimmt, ob die Abweichung zwischen Referenz- und Vergleichsganglinie in einem Messintervall i kleiner ist als ein vorab definierter Grenzwert $\Delta q_{i,max}$ oder nicht:

$$AK(t) = \begin{cases} 1, & \text{wenn } \Delta q(t) < \Delta q_{i,max} \\ 0, & \text{sonst.} \end{cases} \quad (B.6)$$

Bei der Bewertung der Ähnlichkeit wird zunächst geprüft, ob (1.) $\sum_t AK(t) = n$ ist, und ob (2.) $AR > 0$ ist; der Wert von AR_{rel} dient dann als Bewertungskriterium der Ähnlichkeit.

B.3 Beispiel

Zwei Verkehrsstärke-Ganglinien sollen innerhalb des Zeitraums 07:30 bis 08:40 Uhr auf ihre Ähnlichkeit bewertet werden (Tabelle B.1, 1. bis 3. Spalte von links). Beide Ganglinien sind auf 10-Minuten-Intervalle ($n = 7$) aggregiert. Die absolute Lage der Referenzganglinie ist größer als die der Vergleichsganglinie, da $\emptyset_{Referenz} = 205,9 > 186,3 = \emptyset_{Vergleich}$, aber ihre Formen ähneln sich. Die erste Ähnlichkeitsbedingung $\sum_t AK(t) = 7$ ist nicht erfüllt, wenn die maximal zulässige Abweichung zwischen Referenz- und Vergleichsganglinie in einem Messintervall zu $\Delta q_{i,max} < 16\%$ gewählt wird, daher bildet dieser Wert eine erste Grenze bei der Bewertung der Ähnlichkeit (Tabelle B.1, 1. und 2. Spalte von rechts); er bleibt im weiteren Verlauf des Beispiels konstant.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Methode für drei ausgewählte Toleranzbereiche p präsentiert. Die Abbildungen B.1 bis B.3 zeigen dabei die Referenz- und Vergleichsganglinie sowie den jeweiligen Toleranzbereich, in Tabelle B.1 bzw. B.2 stehen die Werte der Kenngrößen $AR(t)$ und AK .

1. $p = 17\%$ (Abbildung B.1): Dies ist der kleinste Toleranzbereich, der alle Messwerte der Vergleichsganglinie umschließt (siehe $AR(08 : 00 - 08 : 10) = 0,00$). Tabelle B.1 zeigt alle Kenngrößen $AR(t)$, AK und Δq_i im Überblick. Die Gesamtähnlichkeit AR ist 2,6, die relative Ähnlichkeit AR_{rel} ist 0,37.
2. $p = 11\%$ (Abbildung B.2): Dies ist der kleinste Toleranzbereich, bei dem die zweite Ähnlichkeitsbedingung ($AR > 0$) gerade noch erfüllt ist. Die vorletzte Spalte der Tabelle B.2 zeigt alle Kenngrößen $AR(t)$, mit denen sich eine Gesamtähnlichkeit $AR = 0,24$ und eine relative Ähnlichkeit AR_{rel} von nur 0,03 ergeben.
3. $p = 22\%$ (Abbildung B.3): Dies ist der kleinste Toleranzbereich, bei dem die relative Ähnlichkeit AR_{rel} größer ist als 0,5 (fakultativer Wert). Die letzte Spalte der Tabelle B.2 zeigt alle Kenngrößen $AR(t)$, AR ist 3,63.

Tabelle B.1: Ähnlichkeit Referenz- und Vergleichsganglinie mit $p = 17\%$, $\Delta q_{i,max} = 16\%$.

Intervall t	Referenz	Vergleich	$AR(t)$	$AK(t)$	Δq_i
[-]	[Fz/10 min]	[Fz/10 min]	[-]	[0/1]	[%]
07:30 - 07:40	229	198	0,11	1	13,5
07:40 - 07:50	213	190	0,34	1	10,8
07:50 - 08:00	233	203	0,14	1	12,9
08:00 - 08:10	229	194	0,00	1	15,3
08:10 - 08:20	170	178	0,77	1	4,7
08:20 - 08:30	172	160	0,66	1	7,0
08:30 - 08:40	195	181	0,60	1	7,2
	$\emptyset=205,9$	$\emptyset=186,3$	$\Sigma = 2,62$ $AR_{rel} = 0,37$	$\Sigma = 7$	

Tabelle B.2: Ähnlichkeit Referenz- und Vergleichsganglinie mit $p = 11$ bzw. 22% .

Intervall t	Referenz	Vergleich	$AR(t, p = 11\%)$	$AR(t, p = 22\%)$
[-]	[Fz/10 min]	[Fz/10 min]	[-]	[-]
07:30 - 07:40	229	198	-0,37	0,32
07:40 - 07:50	213	190	-0,02	0,49
07:50 - 08:00	233	203	-0,32	0,34
08:00 - 08:10	229	194	-0,55	0,23
08:10 - 08:20	170	178	0,65	0,82
08:20 - 08:30	172	160	0,47	0,74
08:30 - 08:40	195	181	0,38	0,69
	$\emptyset=205,9$	$\emptyset=186,3$	$\Sigma = 0,24$ $AR_{rel} = 0,03$	$\Sigma = 3,63$ $AR_{rel} = 0,52$

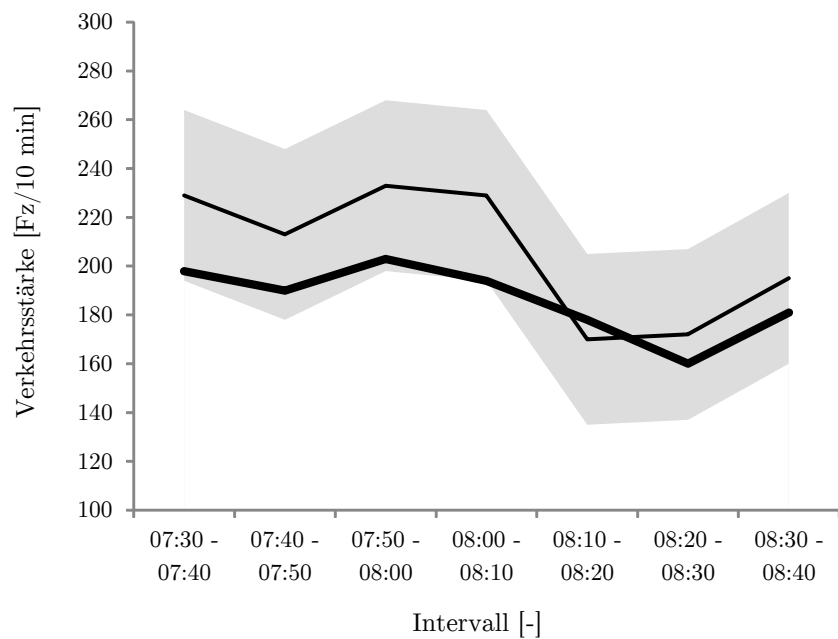


Abbildung B.1: Referenzganglinie (dicke Linie), Vergleichsganglinie (dünne Linie) und Toleranzbereich $p = 17\%$ (grau), $AR_{rel} = 0,37$.

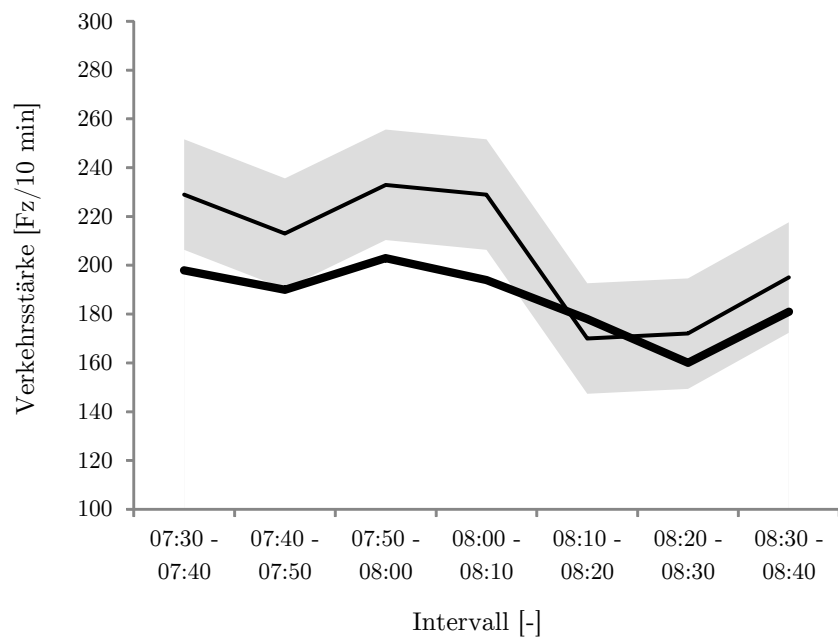


Abbildung B.2: Referenzganglinie (dicke Linie), Vergleichsganglinie (dünne Linie) und Toleranzbereich $p = 11\%$ (grau), $AR_{rel} = 0,03$.

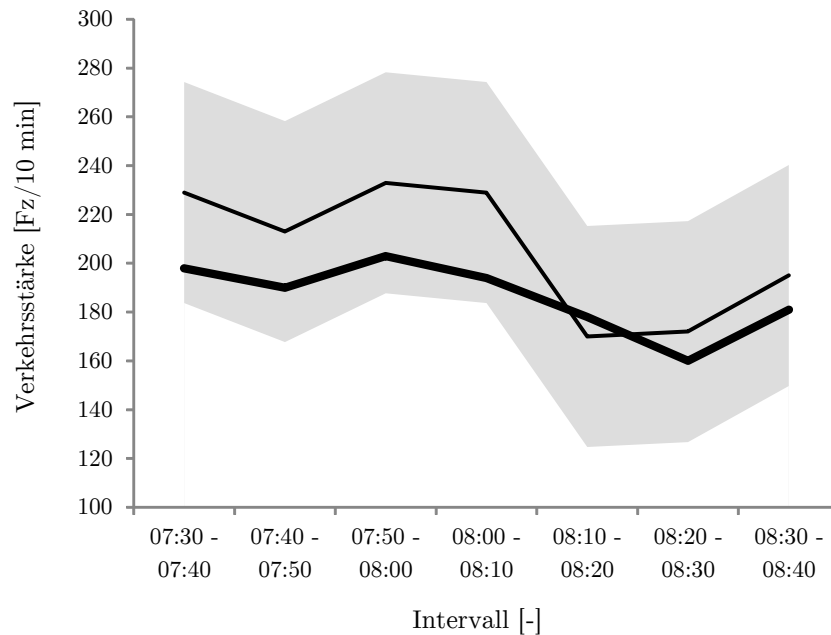


Abbildung B.3: Referenzganglinie (dicke Linie), Vergleichsganglinie (dünne Linie) und Toleranzbereich $p = 22\%$ (grau), $AR_{rel} = 0,52$.

Für die drei Ergebnisse wird folgende verbale Interpretation empfohlen: Die Referenz- und Vergleichsganglinie ist ähnlich, wenn zwei Bedingungen akzeptabel sind: (1.) Abweichungen in jedem Messintervall sind nicht größer als 16 % und (2.) kein Wert der Vergleichsganglinie

1. liegt außerhalb eines Toleranzbereichs von 17 % des Mittelwerts der Referenzganglinie; die relative Ähnlichkeit beider Ganglinien beträgt dann 37 %.
2. darf außerhalb eines Toleranzbereichs von 11 % des Mittelwerts der Referenzganglinie liegen; die relative Ähnlichkeit beider Ganglinien beträgt dann nur 3 %.
3. liegt außerhalb eines Toleranzbereichs von 22 % des Mittelwerts der Referenzganglinie; die relative Ähnlichkeit beider Ganglinien ist dann größer als 50 %.

Zum Vergleich seien noch ausgewählte Fehlermaße gemäß FGSV388 (2006) präsentiert:

- Mittlerer Fehler (ME): -20 Fz
- Mittlerer prozentualer Fehler (MPE): -9 %
- Wurzel des mittleren quadratischen Fehlers (RMSE): 24 Fz
- Wurzel des mittleren quadratischen prozentualen Fehlers (RMSPE): 11 %
- Bestimmtheitsmaß der linearen Regressionsanalyse (B): 0,84

Diese Fehlermaße bestätigen ebenso eine gute allgemeine Übereinstimmung der Referenz- und Vergleichsganglinie hin, bei der alleinigen Verwendung dieser Fehlermaße sollte aber zusätzlich ein visueller Vergleich der Verkehrsstärke-Ganglinien erfolgen.

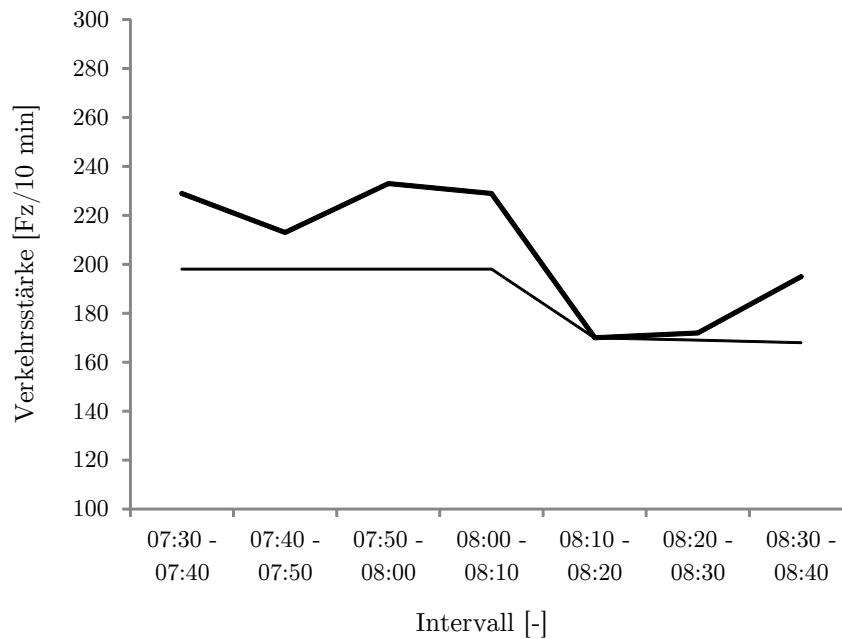


Abbildung B.4: Referenzganglinie (dicke Linie) und fiktive Vergleichsganglinie (dünne Linie) mit identischen Werte der Fehlermaße gemäß FGSV388 (2006).

Als Beispiel diene der Vergleich der bekannten Referenzganglinie (Tabelle B.1) mit der fiktiven Vergleichsganglinie (198, 198, 198, 198, 170, 169, 168) [Fz/10 min]: Die Werte der Fehlermaße gemäß FGSV388 (2006) sind identisch mit den vorherigen, aber Form und Lage der fiktiven Vergleichsganglinie (Abbildung B.4) unterscheiden sich deutlich von der Referenzganglinie. Der Einsatz der vorgestellten Methode bietet sich daher an, wenn die Ähnlichkeit der Ganglinien in Form und Lage von besonderer Bedeutung ist.

Literaturverzeichnis

- Alecsandru, C. (2006). *A stochastic mesoscopic cell-transmission model for operational analysis of large-scale transportation networks*. Ph. D. thesis, Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College.
- Alecsandru, C., Quddus, A., Huang, K. C., Rouhieh, B., Khan, A. R. und Zeng, Q. (2011). An assessment of the cell-transmission traffic flow paradigm: Development and applications. In *Proceedings of the Transportation Research Board 90th Annual Meeting*.
- Almasri, E. (2006). *A new offset optimization method for signalized urban road networks*. Ph. D. thesis, Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie, Universität Hannover.
- Aswakul, C. und Tuerprasert, K. (2008). An extension of cell transmission model for heterogeneous mobility. In *Proceedings of the 15th World Congress on ITS*.
- Aswakul, C. und Tuerprasert, K. (2010). Multiclass cell transmission model for heterogeneous mobility in general topology of road network. *Journal of Intelligent Transportation Systems: Technology, Planning, and Operations* 14 (2), 68–82.
- Aziz, H. und Ukkusuri, S. (2011). Environmental objectives within a dynamic traffic assignment framework: A step towards green transportation. In *Proceedings of the Transportation Research Board 90th Annual Meeting*.
- Beard, C. und Ziliaskopoulos, A. (2006). System optimal signal optimization formulation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1978, 102–112.
- Blandin, S., Bretti, G., Cutolo, A. und Piccoli, B. (2009). Numerical simulations of traffic data via fluid dynamic approach. *Applied Mathematics and Computation* 210 (2), 441–454.
- Boltze, M. und Wolfermann, A. (2011). Der Einfluss von Zwischenzeiten auf die Kapazität von Lichtsignalanlagen. In *Tagungsband HEUREKA '11 - Optimierung in Verkehr und Transport*.
- Boulter, P. G., McCrae, I. S. und Barlow, T. J. (2007). *A review of instantaneous emission models for road vehicles*. Transport Research Laboratory, TRL, Ltd.

- Brilon, W., Geistefeldt, J. und Regler, M. (2005). Reliability of freeway traffic flow: A stochastic concept of capacity. In *Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory (ISTTT16)*.
- Cassidy, M. J. (2003). *Handbook of transportation science*. Kluwer Academic Publishers. Traffic Flow and Capacity.
- Casturi, R. (2000). *A macroscopic model for evaluating the impact of emergency vehicle signal preemption on traffic*. Ph. D. thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Chang, E. K.-t. (1998). Implementing a cell-based signal control model in hong kong. Thesis (m.phil.), Hong Kong University of Science and Technology.
- Chen, C., Hu, J. und Wang, Y. (2010). Cell-based simulation and estimation of urban traffic network. In *Proceedings of the 13th IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC 2010)*.
- Chow, A., Gomes, G., Kurzhanskiy, A. und Varaiya, P. (2010). Aurora RNM: A macroscopic simulation tool for arterial traffic modeling and control. In *Proceedings of the Transportation Research Board 89th Annual Meeting*.
- Chow, A. und Lo, H. (2007). Sensitivity analysis of signal control with physical queuing: Delay derivatives and an application. *Transportation Research Part B: Methodological* 41 (4), 462–477.
- Cowan, R. J. (1975). Useful headway models. *Transportation Research* 9 (6), 371–375.
- Daganzo, C. (1994). The cell transmission model: A dynamic representation of highway traffic consistent with the hydrodynamic theory. *Transportation Research Part B: Methodological* 28 (4), 269–287.
- Daganzo, C. (1995a). The cell transmission model, part II: Network traffic. *Transportation Research Part B: Methodological* 29 (2), 79–93.
- Daganzo, C. (1995b). Requiem for second-order fluid approximations of traffic flow. *Transportation Research Part B: Methodological* 29 (4), 277–286.
- Daganzo, C. (1997). *Fundamentals of transportation and traffic operations*. Emerald Group Pub Ltd.
- Daganzo, C. F., Gayah, V. V. und Gonzales, E. J. (2011). Macroscopic relations of urban traffic variables: Bifurcations, multivaluedness and instability. *Transportation Research Part B: Methodological* 45 (1), 278–288.
- Dervisoglu, G., Gomes, G., Kwon, J., Horowitz, R. und Varaiya, P. (2009). Automatic calibration of the fundamental diagram and empirical observations on capacity. In *Proceedings of the Transportation Research Board 88th Annual Meeting*.

- DIN1333 (1992). *DIN 1333 - Zahlenangaben*. Number 1992-02. Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN66001 (1983). *DIN 66001 - Sinnbilder für Datenfluss- und Programmablaufpläne*. Deutsches Institut für Normung e.V.
- Dowling, R., Skabardonis, A. und Alexiadis, V. (2004). Traffic analysis toolbox volume iii: Guidelines for applying traffic microsimulation modeling software. Technical report, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- Drake, J., Schofer, J. und May, A. (1967). A statistical analysis of speed-density hypotheses. in vehicular traffic science. In L. Edie, R. Herman, und R. Rothery (Eds.), *Proceedings of the 3rd International Symposium on the Theory of Traffic Flow*.
- Feldman, O. und Maher, M. (2002a). The application of the cell transmission model to the optimisation of signals on signalised roundabouts. In *Proceedings of the European Transport Conference (ETC 2002)*.
- Feldman, O. und Maher, M. (2002b). Optimisation of traffic signals using a cell transmission model. In *Proceedings of the 13th Mini EURO Conference of the Euro Working Group on Transportation*.
- FGSV125 (2012). *Empfehlungen für Verkehrserhebungen (EVE)*, Volume 125, Ausgabe 2012. FGSV Verlag GmbH.
- FGSV220 (2012). *Begriffsbestimmungen – Teil: Verkehrsplanung, Straßenentwurf und Straßenbetrieb*, Volume 220, Ausgabe 2012. FGSV Verlag GmbH.
- FGSV388 (2006). *Hinweise zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation*, Volume 388, Ausgabe 2006. FGSV Verlag GmbH.
- Flötteröd, G. (2008). *Traffic state estimation with multi-agent simulations*. Ph. D. thesis, Technische Universität Berlin.
- Flötteröd, G. und Nagel, K. (2005). Some practical extensions to the cell transmission model. In *Proceedings of the 8th IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC 2005)*, Volume 2005.
- Flötteröd, G. und Rohde, J. (2011). Operational macroscopic modeling of complex urban road intersections. *Transportation Research Part B: Methodological* 45 (6), 903–922.
- Friedrich, B. und Almasri, E. (2005). Modellbasierte Optimierung der Versatzzeiten mit dem Cell Transmission Model. In *Tagungsband HEUREKA '05 - Optimierung in Verkehr und Transport*.
- Friedrich, B. und Rohde, J. (2008). Ergebnisbericht zur LSA-Koordinierung Hannover-Südstadt im Rahmen des Forschungsprojekts Emissions- und Kraftstoffreduzierung im Stadtverkehr durch innovative Verkehrslenkungsmaßnahmen. Technical report, Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau der Leibniz Universität Hannover.

- Friedrich, M. (2009). Einführung in das Projekt AMONES. In *AMONES-Symposium - Modellbasierte LSA-Netzsteuerungsverfahren*. Deutsche verkehrswissenschaftliche Gesellschaft e.V. (DVWG).
- Fritzsche, H. (1994). A model for traffic simulation. *Traffic Engineering Control* 35, 317–321.
- Gao, Y., Liu, Y., Hu, H. und Ge, Y.-e. (2015). An enhanced cell transmission model for traffic operations within a signalized intersection. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*.
- Gazis, D., Herman, R. und Potts, R. (1959). Car-following theory of steady-state traffic flow. *Operations Research* 7, 499–505.
- Geroliminis, N. und Sun, J. (2011). Hysteresis phenomena of a macroscopic fundamental diagram in freeway networks. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 45 (9), 966–979.
- Gipps, P. (1981). A behavioural car-following model for computer simulation. *Transportation Research Part B: Methodological* 15 (2), 105–111.
- Godunov, S. (1959). A difference method for numerical calculation of discontinuous solutions of the equations of hydrodynamics. *Matematicheskii Sbornik* 89 (3), 271–306.
- Gomes, G. und Horowitz, R. (2006). Optimal freeway ramp metering using the asymmetric cell transmission model. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies* 14 (4), 244–262.
- Gomes, G., Horowitz, R., Kurzhanskiy, A., Varaiya, P. und Kwon, J. (2008). Behavior of the cell transmission model and effectiveness of ramp metering. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies* 16 (4), 485–513.
- Greenshields, B. D. (1935). A study of traffic capacity. In *Highway Research Board Proceedings*, Volume 14.
- HBS (2009). *Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen*, Volume 299, Ausgabe 2001, Fassung 2009. FGSV Verlag GmbH.
- HCM (2010). *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- Helbing, D. (1997). *Verkehrsdynamik*. Springer.
- Hoogendoorn, S. und Bovy, P. (2001). State-of-the-art of vehicular traffic flow modelling. In *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part I: Journal of Systems and Control Engineering*, Volume 215.

- Hu, X.-J., Wang, W. und Sheng, H. (2010). Urban traffic flow prediction with variable cell transmission model. *Jiaotong Yunshu Xitong Gongcheng Yu Xinxi/Journal of Transportation Systems Engineering and Information Technology* 10 (4), 73–78.
- Huang, W., Shen, F. und Yang, X. (2008). Research on the characteristic and applicability of traffic flow simulation based on CTM. In *Proceedings of the 8th International Conference of Chinese Logistics and Transportation Professionals - Logistics: The Emerging Frontiers of Transportation and Development in China*.
- Ishak, S., Alecsandru, C. und Seedah, D. (2006a). Improvement and evaluation of cell-transmission model for operational analysis of traffic networks: Freeway case study. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1965 (-1), 171–182.
- Ishak, S., Alecsandru, C. und Seedah, D. (2006b). Topological and operational improvements to a cell-transmission-based simulation model. In *Proceedings of 9th International Conference on Applications of Advanced Technology in Transportation (AATT 2006)*. ASCE.
- Ji, Y., Daamen, W., Zhang, X. und Sun, L. (2009). Traffic incident recovery time prediction model based on cell transmission model. In *Proceedings of the 12th IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC 2009)*.
- Ji, Y., Zhang, X. und Sun, L. (2011). Estimation of traffic incident delay and its impact analysis based on cell transmission model. In *Proceedings of the IEEE Intelligent Vehicles Symposium (IV'11)*.
- Kates, R., Bogenberger, K. und Hoops, M. (1998). *Mesosopic Simulation with ANIMAL: Optimal Utilization of Downstream traffic Detector Data and the propagation of Information*. Springer Verlag.
- Kendall, D. G. (1953). Stochastic processes occurring in the theory of queues and their analysis by the method of the imbedded markov chain. *The Annals of Mathematical Statistics* 24 (3), 338–354.
- Koenker, R. (2005). *Quantile regression*, Volume 38. Cambridge University Press.
- Krimmling, J. (2007). Aspekte zur adaptiven Netzsteuerung. in: Lehrveranstaltung "Qualität und Sicherheit im Straßenverkehr", SS 2007. Lehrstuhl für Verkehrsleitsysteme und -prozessautomatisierung, TU Dresden.
- Kurzhanskiy, A., Kwon, J. und Varaiya, P. (2009). Aurora road network modeler. In *Proceedings of the 12th IFAC Symposium on Control in Transportation Systems (CTS 2009)*.
- Kurzhanskiy, A. und Varaiya, P. (2008). CTMSIM: An interactive macroscopic freeway traffic simulator. Technical report, Department of Electrical Engineering and Computer Sciences, University of California, Berkeley.

- Kuwahara, M. und Akamatsu, T. (2001). Dynamic user optimal assignment with physical queues for a many-to-many od pattern. *Transportation Research Part B: Methodological* 35 (5), 461–479.
- Lebacque, J. (1996). The godunov scheme and what it means for first order traffic flow models. In *Proceedings of the 13th International Symposium on Transportation and Traffic Theory (ISTTT13)*.
- Leclercq, L. (2005). Calibration of flow-density relationships on urban streets. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1934, 226–234.
- Leclercq, L. (2007). Bounded acceleration close to fixed and moving bottlenecks. *Transportation Research Part B: Methodological* 41 (3), 309–319.
- Leclercq, L., Giorgi, F. und Lesort, J. (2002). A traffic flow model for urban traffic analysis: extensions of the lwr model for urban and environmental applications. In *Proceedings of the 15th International Symposium on Transportation and Traffic Theory (ISTTT15)*.
- Li, Z. (2011). Modeling arterial signal optimization with enhanced cell transmission formulations. *Journal of Transportation Engineering* 137, 445.
- Li, Z. und Tao, R. (2011). An integrated freeway interchange control model based on enhanced cell transmission model. In *Proceedings of the Transportation Research Board 90th Annual Meeting*, Number 11-2925.
- Lighthill, M. J. und Whitham, G. B. (1955a). On kinematic waves I: Flood movement in long rivers. In *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, Volume 229. The Royal Society.
- Lighthill, M. J. und Whitham, G. B. (1955b). On kinematic waves II: A theory of traffic flow on long crowded roads. In *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, Volume 229. The Royal Society.
- Lin, W. und Ahanotu, D. (1995). Validating the basic cell transmission model on a single freeway link. Technical report, California PATH, Institute of Transportation Studies (ITS), University of California, Berkeley.
- Lin, W. und Daganzo, C. (1994). Technical description of NETCELL: General framework and data structure. Technical report, California PATH, Institute of Transportation Studies (ITS), University of California, Berkeley.
- Lin, W. und Lo, H. (2003). A theoretical probe of a german experiment on stationary moving traffic jams. *Transportation Research Part B: Methodological* 37 (3), 251–261.

- Lin, W. und Wang, C. (2004). An enhanced 0-1 mixed-integer LP formulation for traffic signal control. *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems* 5 (4), 238–245.
- Lo, H. (1999). A novel traffic signal control formulation. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 33 (6), 433–448.
- Lo, H. (2001). A cell-based traffic control formulation: strategies and benefits of dynamic timing plans. *Transportation Science* 35 (2), 148–164.
- Lo, H., Chang, E. und Chan, Y. (2001). Dynamic network traffic control. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 35 (8), 721–744.
- Lo, H. und Chow, A. (2004). Control strategies for oversaturated traffic. *Journal of Transportation Engineering* 130, 466.
- Lo, H. und Szeto, W. (2002). A cell-based variational inequality formulation of the dynamic user optimal assignment problem. *Transportation Research Part B: Methodological* 36 (5), 421–443.
- Long, J., Gao, Z., Ren, H. und Lian, A. (2008). Urban traffic congestion propagation and bottleneck identification. *Science in China, Series F: Information Sciences* 51 (7), 948–964.
- Long, J., Gao, Z. und Szeto, W. (2011). Discretised link travel time models based on cumulative flows: Formulations and properties. *Transportation Research Part B: Methodological* 45 (1), 232–254.
- Long, J., Gao, Z., Zhao, X., Lian, A. und Orenstein, P. (2011). Urban traffic jam simulation based on the cell transmission model. *Networks and Spatial Economics* 11, 43–64.
- Maerivoet, S. (2006). *Modelling traffic on motorways: state-of-the-art, numerical data analysis, and dynamic traffic assignment*. Ph. D. thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Department of Electrical Engineering, ESAT-SCD (SISTA).
- Maher, M. (2008). The optimization of signal settings on a signalized roundabout using the cross-entropy method. *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering* 23 (2), 76.
- Mazur, F., Chrobok, R., Hafstein, S., Pottmeier, A. und Schreckenberg, M. (2004). Future of traffic information-online-simulation of a large scale freeway network. In *Proceedings of IADIS International Conference WWW/Internet 2004*, Volume 1.
- McTrans. *CORSIM* (5.0 ed.). McTrans Center, University of Florida.
- Messmer, A. und Papageorgiou, M. (1990). Metanet: a macroscopic simulation program for motorway networks. *Traffic Engineering & Control* 31 (8-9), 466–470.
- MIT. *MITSIMLab*. Intelligent Transportation Systems (ITS) Program.

- Monsere, C. M. und Li, H. (2011). Automatically generating empirical speed-flow traffic parameters from archived sensor data. In *Proceedings of the Transportation Research Board 90th Annual Meeting*, Number 11-0811.
- Mousa, R. M. (2002). Accuracy of stopped delay measured by stopped-vehicle counts method. *Journal of transportation engineering* 128 (5), 439–446.
- Muñoz, L. (2004). *Macroscopic modeling and identification of freeway traffic flow*. Ph. D. thesis, University of California.
- Muñoz, L., Sun, X., Horowitz, R. und Alvarez, L. (2003). Traffic density estimation with the cell transmission model. In *Proceedings of the American Control Conference (ACC 2003)*, Volume 5.
- Muñoz, L., Sun, X., Horowitz, R. und Alvarez, L. (2006). A piecewise-linearized cell transmission model and parameter calibration methodology. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1965, 183–191.
- Muñoz, L., Sun, X., Sun, D., Gomes, G. und Horowitz, R. (2004). Methodological calibration of the cell transmission model. In *Proceedings of the American Control Conference (ACC 2004)*.
- Nagel, K. und Schreckenberg, M. (1992). A cellular automaton model for freeway traffic. *J. Phys. I France* 2 (12), 2221–2229.
- Newell, G. (1993a). A simplified theory of kinematic waves in highway traffic, part II: Queueing at freeway bottlenecks. *Transportation Research Part B: Methodological* 27 (4), 289–303.
- Newell, G. (1993b). A simplified theory of kinematic waves in highway traffic, part III: Multi-destination flows. *Transportation Research Part B: Methodological* 27 (4), 305–313.
- Papageorgiou, M. (1998). Some remarks on macroscopic traffic flow modelling. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* 32 (5), 323–329.
- Papapanagiotou, E., Poschinger, A. und Zeng, M. (2013). Ctm based calculation of number of stops and waiting time. In *Proceedings of mobil.TUM 2013 - International Scientific Conference on Mobility and Transport: ITS for Connected Mobility, 2013*.
- Payne, H. (1971). Models of freeway traffic and control. *Mathematical models of public systems I* (1), 51–61.
- Peters, J.-C. (2005). Qualitätsüberwachung und Mustererkennung verkehrstechnischer Zeitreihendaten. In *Tagungsband HEUREKA '05 - Optimierung in Verkehr und Transport*.
- Pohlmann, T. (2010). *New Approaches for Online Control of Urban Traffic Signal Systems*. Ph. D. thesis, Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften, Technische Universität Braunschweig.

- PTV. *VISSIM (Verkehr In Städten - SimulationsModell)*. Karlsruhe: PTV Planung Transport Verkehr AG.
- Punzo, V., Borzacchiello, M. T. und Ciuffo, B. (2011). On the assessment of vehicle trajectory data accuracy and application to the next generation {SIMulation} (ngsim) program data. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies* 19 (6), 1243–1262.
- Richards, P. I. (1956). Shock waves on the highway. *Operations Research* 4 (1), 42–51.
- RiLSA (2010). *Richtlinien für Lichtsignalanlagen (RiLSA)*, Volume 321, Ausgabe 2010. FGSV Verlag GmbH.
- Robertson, D. (1968). TRANSYT: Traffic network study tool. In *Proceedings of the 4th International Symposium on the Theory of Traffic Flow*.
- Rohde, J. und Axer, S. (2013). Methode zur Bewertung der Ähnlichkeit zweier Verkehrsstärke-Ganglinien. Technical report, Institut für Verkehr und Stadtbauwesen, Technische Universität Braunschweig.
- Rohde, J. und Friedrich, B. (2011). Offset Optimizing with CTM and Genetic Algorithms: Results from Field Studies in Hannover. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* 20, 437–444.
- Rose, M. (2003). *Modellbildung und Simulation von Autobahnverkehr*. Ph. D. thesis, Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie, Universität Hannover.
- Schadschneider, A. (1998). *Cellular Automaton Approach to Highway Traffic: What do we know?* Springer Verlag.
- Schnabel, W. (2011). Bedeutung und Wirksamkeit von Grünen Wellen. *Straßenverkehrstechnik* 8, 512–517.
- Schnabel, W., Lätzsch, L. und Brückner, N. (2001). Kraftstoffverbrauch im straßenverkehr. *Straßenverkehrstechnik* 45 (12), 584–595.
- Schüler, T., Wilberscheid, M., Friedrich, B. und Rohde, J. (2011). Emissions- und Kraftstoffreduzierung im Stadtverkehr mit ÖPNV-Priorisierung (EmoSIV+). Abschlussbericht, Forschungsvorhaben gefördert von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt. Technical report, TRANSVER GmbH und Institut für Verkehr und Stadtbauwesen der Technischen Universität Braunschweig.
- Schwerdtfeger, T. (1987). *Makroskopisches Simulationsmodell für Schnellstraßennetze mit Berücksichtigung von Einzelfahrzeugen (DYNEMO)*. Ph. D. thesis, Universität Karlsruhe.
- Shen, F., Yang, X. und Huang, W. (2008). Modeling platoon dispersion in cell transmission model. In *Proceedings of the 8th International Conference of Chinese Logistics and Transportation Professionals - Logistics: The Emerging Frontiers of Transportation and Development in China*.

- SIAS. *PARAMICS*. SIAS Transport Planners.
- Siegloch, W. (1973). *Die Leistungsermittlung an Knotenpunkten ohne Lichtsignalsteuerung*, Volume 154 of *Strassenbau und Strassenverkehrstechnik*. Der Bundesminister für Verkehr, Abt. Strassenbau, Bonn.
- Spiliopoulou, A., Kontorinaki, M., Papageorgiou, M. und Kopelias, P. (2014). Macroscopic traffic flow model validation at congested freeway off-ramp areas. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies* 41, 18–29.
- Srivastava, A., Jin, W.-L. und Lebacque, J.-P. (2015). A modified cell transmission model with realistic queue discharge features at signalized intersections. *Transportation Research Part B: Methodological* 81, Part 1, 302–315.
- Su, D., Kurzhanskiy, A. und Horowitz, R. (2013). Simulation of arterial traffic using cell transmission model. In *Transportation Research Board 92nd Annual Meeting*, Number 13-2387.
- Sumalee, A., Zhong, R., Pan, T. und Szeto, W. (2011). Stochastic cell transmission model (SCTM): A stochastic dynamic traffic model for traffic state surveillance and assignment. *Transportation Research Part B: Methodological* 45 (3), 507–533.
- Torné, J. M., Rosas, D. und Soriguera, F. (2011). Evaluation of speed limit management on C-32 highway access to barcelona. In *Proceedings of the Transportation Research Board 90th Annual Meeting*, Number 11-2397.
- Treiber, M. und Kesting, A. (2010). *Verkehrsdynamik und -simulation: Daten, Modelle und Anwendungen der Verkehrsflussdynamik*. Springer-Lehrbuch. Springer.
- TRL-Software. *TRANSYT*. Transport Research Laboratory (TRL) Software.
- TSS. *AIMSUN (Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-Urban Networks)*. TSS - Transport Simulation Systems.
- TSS (2006, December). *AIMSUN 5.1 Microsimulator User's Manual* (Version 5.1.4 ed.). TSS - Transport Simulation Systems.
- von der Ruhren, S. (2006). *Kurzfristprognosen von Verkehrszuständen auf Basis von Verfahren der Mustererkennung und von dynamischen Routensuch- und Umlegungsverfahren*. Ph. D. thesis, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.
- von Mörner, J., Leupold, A. und Vesper, A. (2009). *Befragung zum Betrieb von Lichtsignalanlagen und deren Steuerung in innerstädtischen Straßennetzen*. Shaker.
- Vortisch, P. (2006). *Modellunterstützte Messwertpropagierung zur Verkehrslageschätzung in Stadtstraßennetzen*. Ph. D. thesis, Institut für Verkehrswesen der Universität Karlsruhe (TH).

- Wang, P., Gurupackiam, S., Jones, S. L. und Wang, L. (2013). Novel cell transmission model-based simulations of left-turn blockages inside intersections. In *Transportation Research Board 92nd Annual Meeting*, Number 13-1003.
- Wardrop, J. G. (1952). Some theoretical aspects of road traffic research. In *Proceedings Institution of Civil Engineers, Part II*, Volume 1.
- Wiedemann, R. (1974). *Simulation des Straßenverkehrsflusses*, Volume 8. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Universität Karlsruhe.
- Wild, D. (1996). *Die Prognose von Verkehrsstärken anhand klassifizierter Ganglinien*. Ph. D. thesis, Fakultät für Informatik der Universität Karlsruhe (TH).
- Zegeye, S., Schutter, B. D., Hellendoorn, J., Breunese, E. und Hegyi, A. (2013). Integrated macroscopic traffic flow, emission, and fuel consumption model for control purposes. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies* 31, 158–171.
- Zhang, H., Ma, J. und Nie, Y. (2007). Solving the integrated corridor control problem using simultaneous perturbation stochastic approximation. In *Proceedings of the Transportation Research Board 86th Annual Meeting*.
- Zhang, L. und Yin, Y. (2011). Signal timing optimization with environmental concerns. In *Proceedings of the Transportation Research Board 90th Annual Meeting*.
- Ziliaskopoulos, A. (2000). A linear programming model for the single destination system optimum dynamic traffic assignment problem. *Transportation Science* 34 (1), 37.